

Ueber eisernen Oberbau.

Vortrag, gehalten von Central-Inspector **J. Ribář** in der Fachversammlung der Bau- und Eisenbahn-Ingenieure.

(Mit Zeichnungen auf Blatt 19—22.)

Im Nachfolgenden sollen von den in Verwendung stehenden Oberbau-Systemen im Allgemeinen nur die neueren und im grösseren Umfange zur Ausführung gelangten Constructionen berücksichtigt, und sollen ferner bei Besprechung der Vor- und Nachtheile der einzelnen Systeme hauptsächlich bloss jene Erfahrungen aufgezählt werden, welche zufolge der Beantwortungen der von der technischen Commission des Vereines deutscher Eisenbahn-Verwaltungen gestellten Fragen gesammelt werden konnten.

Ich beginne mit der Beschreibung der Querschwellen-Systeme, wobei ich erwähnen muss, dass Baurath Professor Dolezalek über eisernen Querschwellen-Oberbau im Jänner und Februar 1883 Vorträge im Hannoveranischen Ingenieur-Vereine gehalten hat, welche bei der nachfolgenden Darstellung zum Theile benützt wurden.

Hinsichtlich der Querschnittsform der Schwellen ist zu bemerken, dass in der Hauptsache drei Profile mit geringen Modificationen angewendet werden, und zwar das sogenannte Vautherin'sche, das dem Langschwellen-Systeme Hilf entnommene und in jüngster Zeit das sogenannte Haarmann'sche Profil.

Hinsichtlich des Vautherin'schen Profiles, welches im Jahre 1867 auf der Pariser Ausstellung besondere Aufmerksamkeit erregte, ist zu erwähnen, dass sich dasselbe in seinen unsprünglichen Dimensionen nicht bewährte, da in Folge der schwachen Kopfplatte bereits in den ersten Jahren seiner Verwendung Ausweitungen in den Lochungen des Befestigungsmateriales und starke Risse in der Nähe des Schienenauftragers eintraten und hiedurch eine rasche Auswechslung der Schwellen bedingten.

Das günstige Verhältniss des Tragmomentes zum Querschnitte dieses Profiles veranlasste jedoch mehrere Bahnen zu weiteren Versuchen mit demselben und war es namentlich die ehemalige Bergisch-Märkische Bahn, welche im eigenen und im Interesse der an dieser Bahn befindlichen bedeutenden Eisenindustrie Versuche mit mehreren Modificationen der Vautherin'schen Querschwelle im ausgedehnten Maassstabe durchgeführt hatte.

Die an diesem Profile angebrachten Aenderungen bestanden, wie aus den Zeichnungen Fig. 1, 2, 3, 4 und 6 (auf Bl. 19) ersichtlich, theils in der Verstärkung der Kopfplatte, theils in Aenderungen an der Form oder Grösse der unteren horizontalen Ansätze.

Die Verstärkung der Kopfplatte wurde theils auf die ganze Breite derselben ausgeführt, theils nur auf jenes Maass beschränkt, welches für Einbringung der Befestigungsmittel hinreicht.

Diese Verstärkungen haben genügt, denn es sind seit Ausführung derselben keine der vorbezeichneten Beschädigungen der Schwellen vorgekommen.

Bei den in constructiver Beziehung nicht gerechtfertigten, unteren horizontalen Ansätzen dieses Profiles, welche namentlich bei größerem Bettungsmateriale ein

Eindringen der Schwelle in das Kiesbett und damit eine volle Auflagerung derselben hindern und dadurch bedeutende Biegemomente hervorrufen, suchte man eine Verbesserung theils in einer Verringerung der Grösse, theils in einer schneidartigen Ausbildung der Ansätze, wie dies zuerst Baudirector Hohenegger bei seinem Langschwellen-Oberbau-Systeme im Jahre 1876 in Anwendung brachte.

Eine gründliche Abhilfe scheint jedoch hiedurch nicht erzielt worden zu sein, da selbst die, dieses Profil am meisten bevorzugende Bergisch-Märkische Bahn zu einer dem Hilf'schen Profile angepassten Form (Fig. 8) überging. Bei Beantwortung der früher erwähnten, vom Eisenbahnvereine gestellten Frage über die zweckmässigste Form für eiserne Querschwellen, sprachen sich 3 Bahnen für, 6 Bahnen gegen das Vautherin'sche Profil aus.

Hinsichtlich des Hilf'schen Profiles, welches in verschiedenen Modificationen gegenwärtig bei 11 Bahnen in Verwendung steht und von allen diesen Bahnen als vollkommen entsprechend bezeichnet wird, kann nach den bisherigen Erfahrungen gesagt werden, dass dasselbe unter den gegenwärtigen Constructionen am besten entspricht, nur empfiehlt es sich, die senkrechten Stege, soweit als dies die Rücksicht auf Erzeugung und auf ein sicheres Unterstopfen zulässt, möglichst zu verlängern, da hiedurch ein grösserer Schotterkörper umfasst, also auch der für die Schwellenverschiebung maassgebende Widerstand durch Reibung von Kies auf Kies vergrössert wird.

In dieser Beziehung erscheint das Heindl'sche Profil (Fig. 10) als das entsprechendste.

Ueber das dem Haarmann'schen Langschwellen-System entnommene Querschwellenprofil (Fig. 5) erklären die betreffenden Bahnen, der kurzen Verwendungszeit wegen, keine verlässlichen Angaben liefern zu können; die Thatsache stehe jedoch fest, dass dieses Profil des grösseren Widerstandsmomentes wegen einen Vorzug vor dem Vautherin'schen Profile verdiene; ob aber bei gleichem Gewichte dem Haarmann'schen Profile ein Vorzug vor der Hilf'schen Form einzuräumen sei, bleibe fraglich. Von Seite der Eisenbahn-Direction in Frankfurt a. M. wird als Mangel dieses Profiles hervorgehoben das schwierige Unterstopfen des oberen kastenförmigen Raumes der Schwelle, wodurch das Ausfüllen desselben nur im unzureichenden Maasse erfolge.

Ich finde hierin die Bestätigung für die bereits von anderer Seite ausgesprochene Ansicht, dass der den Schotterkörper fassende Kasten sehr klein und in Folge seiner scharfen Ecken ungünstig geformt sei, auch von den Schwellenrändern so weit abstehe, dass ein gutes Unterstopfen schwierig sei, wogegen die kurz abgebogenen Ränder der unteren Flanschen einen Kieskörper kaum fassen können.

Es dürfte daher, da auch die breiten Fussflanschen das Eindringen der Schwelle in das Schotterbett und damit

eine volle Auflagerung derselben hindern, dieses Profil sich nicht als zweckmässig erweisen.

Was die zur Erzielung der Schienenneigung angewendeten Mittel anbetrifft, so ist anzuführen, dass zur Erreichung der Schienenneigung die Schwellen nach der ganzen Länge gebogen (Fig. 11, 13), oder das Mittelstück in horizontaler Lage belassen wird und blos die Enden gebogen werden (Fig. 12, 16), oder die Schienenunterlage in die entsprechende Neigung gebracht wird, dagegen die Mitte und die Enden horizontal belassen werden (Fig. 15, 17), endlich aber auch, dass die Schwelle nach der ganzen Länge in horizontaler Lage belassen (Fig. 14) und die Schienenneigung durch die Unterlegung keilförmiger Platten hervorgebracht wird.

Hinsichtlich des Verhaltens der gebogenen Schwellen erklärten zufolge der Eingangs erwähnten Beantwortungen des Vereines deutscher Eisenbahn-Verwaltungen 9 Bahnen, dass durch die Verwendung gebogener Schwellen kein Anstand hervorgerufen wurde; seitens einer Bahn mit dem Zusatze, dass bei einfacher Biegung Anstände wohl nicht vorkamen, solche Anstände, und zwar Schwellenbrüche, aber dann vorgekommen sind, wenn die gebogenen Schwellenden wieder gerade gerichtet werden sollten.

Dagegen erklären 8 Bahnen, welche gebogene Querschwellen als Querverbindungen zur Sicherung der Spurweite und Schienenneigung beim Langschwellen-Oberbau verwenden, das Biegen für schädlich, da bei mangelhafter Unterstopfung die gebogenen Schwellenden sich wieder gerade strecken und dadurch Spurerweiterungen veranlassen.

Nach der Erfahrung der Holländischen Bahn haben gebogene Querschwellen bei dem dortigen schlechten Schottermateriale eine schaukelnde und dadurch sicherheitsgefährliche Bewegung der Fahrbetriebsmittel herbeigeführt.

Nach Ansicht des Vortragenden dürfte sich am besten die Verwendung gerader Schwellen mit Unterlagsplatten empfehlen, wenn auch hiedurch die Anzahl der Befestigungsmittel vermehrt wird.

In Bezug auf die Befestigung der Schienen kommt zu bemerken, dass die Verbindung der Schienen mit den Schwellen theils durch Krampen und Keil, theils durch Klemmplatten und Schraubenbolzen erfolgt.

Die älteste Verbindung, jene mit Krampen und Keil, wird gegenwärtig nur von sehr wenigen Bahnen benützt.

Die Lochung ist bei dieser Construction bei sämtlichen Schwellen die gleiche und wird die Spurerweiterung durch Verwendung verschieden starker Befestigungstheile erzielt. Der Keil, sowie der innere Krampen bleiben un geändert, während der äussere Krampen, sowie das Schlussstück eine je nach der Spurweite differirende Stärke erhalten.

Bei jeder Schwelle sind daher vier veränderliche und vier unveränderliche, daher zusammen acht Befestigungsmittel. Bei Verwendung gerader Schwellen, wie dies bei der ehemaligen Bergisch-Märkischen Bahn der Fall ist (Fig. 25), kommen noch bei jeder Schwelle zwei Unterlagsplatten hiezu.

Die Spurerweiterung kann durch Zusammenfügen entsprechender Befestigungstheile von 0 bis auf 20 mm, und zwar in Stufen von 4 zu 4 mm geregelt werden.

Die überwiegende Mehrzahl der Bahnen verwendet Schraubenbolzen und Klemmplatten, wobei die Spurerweiterung theils durch Ansätze an den Schraubenbolzen selbst, theils durch Ansätze an den Klemmplatten, theils durch separate Einsätze erzielt wird.

Als der ersten Kategorie angehörend, bei welcher die Spurerweiterung durch Anbringung eines Ansatzes an den Schraubenbolzen erzielt wird, sind die Befestigungsmittel der Hessischen Ludwigsbahn und der k. Eisenbahn-Direction Frankfurt a. M. (Fig. 23) zu bezeichnen.

Bei der erstgenannten Bahn erhält der am unteren Ende quadratisch geformte Schraubenbolzen einen um 9 mm vorspringenden, rechteckigen Ansatz. Durch Umsetzen dieses Bolzens auf einem oder auf beiden Schienensträngen können Spurerweiterungen von 9 mm, beziehungsweise von 18 mm erreicht werden.

Diese Bahn verwendet nur einerlei Gattung Bolzen, so dass der Uebergang von 0 auf 9 oder 18 mm Spurerweiterung unvermittelt erfolgt.

Eine Modification dieser Befestigung ist die von den Ingenieuren von Kluge und Behrend bei der königl. Eisenbahn-Direction Frankfurt a. M. (Fig. 23 a) ausgeführte.

Bei dieser Befestigungsart ist der quadratische Ansatz excentrisch zum runden Bolzen und zwar derartig, dass die Entfernungen des Schaftes von den Kanten des Ansatzes 0—4—8 mm betragen, so dass durch Umsetzen des Bolzens auf einem oder auf beiden Schienensträngen, Spurerweiterungen von 4, 8, 12, 16 mm hervorgebracht werden können.

Diese Einführung hat den Vorthail, dass bei gleicher Anzahl der Befestigungsmittel die Spurerweiterungen in kleineren Intervallen erfolgen, dagegen aber den Nachtheil, dass in Folge des kreisförmigen Bolzenquerschnittes nur Kantenberührungen erfolgen.

Die oben benannte königl. Direction ist daher zu dem weiter ersichtlichen Systeme (Fig. 23 b) übergegangen, welches sich von jenem der Ludwigsbahn nur durch Verwendung zweier Sorten von Befestigungsbolzen zur Erreichung kleinerer Intervalle unterscheidet.

Eine grössere Verbreitung besitzen die Constructionen, wo die Spurerweiterung durch verschiedene Typen der Klemmplatten erzielt werden soll.

In Fig. 22 ist jene der Kaiser Franz Josefsbahn ersichtlich, mit welcher nahezu identisch die Befestigungsmittel der königl. preussischen Staatsbahnen, der Gotthard- und Main-Neckarbahn sind.

Diese Anordnung hat den früher bezeichneten Uebelstand, nämlich der directen Berührung des Schienenfusses mit dem Schraubenbolzen, ferner jenen der zu grossen Anzahl von Typen, in Folge dessen durch Fabrikationsfehler leicht übermässige Spurerweiterungen herbeigeführt werden können.

Den erstbezeichneten Uebelstand behob die königl. Eisenbahn-Direction Cöln (Links-Rheinisch) durch Verstärkung der Klemmplatten System R ü p p e l (Fig. 26), so dass nunmehr der Schienenfuss die Klemmplatte in der vollen Länge berührt.

Eine dritte Befestigungsart besteht darin, dass die Spurerweiterung durch Einlegung separater Einsätze bewirkt

wird, dagegen die Schraubenbolzen und Klemmplatten unverändert bleiben.

Dieses System hat den Vortheil einfacherer und genauerer Herstellung der Befestigungsmittel und Beseitigung des Einflusses der Fabrikationsfehler in verticaler Richtung, dagegen aber den Nachtheil einer Vermehrung der Anzahl der Befestigungsmittel.

Nach diesem Principe gelangte namentlich das System der Ingenieure Roth und Schüler (Fig. 24) zur Ausführung und zwar vorerst auf der Saarbrückner Bahn, gegenwärtig auch bei den badischen und auf einzelnen Strecken der bairischen Staatsbahnen. — Durch Umsetzen einer quadratischen, excentrisch gelochten Einlagsplatte auf einem oder auf beiden Schienensträngen können Spurerweiterungen bis zu 20 mm in Stufen von $2\frac{1}{2}$ mm erreicht werden.

Diese Befestigungsart hat den Vortheil grosser Einfachheit, dagegen den Nachtheil, dass die Einsatzstücke den seitlichen Druck der Schiene nicht direct auf die Schwelle, sondern auf den Bolzen übertragen, wodurch die Lockerung desselben beschleunigt wird.

Beim System Heindl (Fig. 28), welches gerade Schwellen zur Bedingung hat, besitzt die Unterlagsplatte nur einen äusseren Ansatz, gegen welchen der Schienenfuss stösst. Auf beiden Seiten sind Schlitzte, in welche die in die Schwelle eingeschlossenen Einsatzstücke passen, wodurch Verschiebungen der Platte nach beiden Richtungen verhindert und die seitlichen Stösse ohne Berührung der Schraube auf die Schwelle übertragen werden.

Dieses System hat ebenfalls den Vortheil der Einfachheit, unter Vermeidung der oben erwähnten Nachtheile.

Die Vortheile dieses Systemes überwiegen die Nachtheile die in einer grösseren Zahl beweglicher Theile bestehen und kann daher dasselbe als ein gutes Oberbausystem bezeichnet werden.

Eine von den bisherigen Befestigungsarten abweichende Construction ist die vom Eisenhütten-Director Haarmann für Schwellen Vautherin'schen Profils (Fig. 29 a, b) entworfene. Dieselbe besteht aus einem hohen gusseisernen abgeschrägten Sattel mit zwei Ansätzen, zwischen welchen die Schiene eingepasst wird. Schwelle, Sattel und Schiene werden durch zwei Krampen und eine horizontale, durch die Krampen und das Sattelstück hindurchgehende Schraube zusammengehalten.

Um bei etwaiger Lockerung der Schraube eine seitliche Verschiebung des Sattelstückes zu verhindern, greift dieses mittelst eines Zapfens in die Schwelle.

Für verschiedene Spurweiten ist bei unveränderter Sattelconstruction eine Aenderung in der Schwellenlochung erforderlich, so dass hier der Vortheil constanter Lochung entfällt. Die Construction ist wohl einfach, doch ist die Verwendung des Gusseisens für diese Zwecke nicht sehr empfehlenswerth und es muss, da auch die hohe Lage der Schiene über der Querschwellen die Gefahr der Spurerweiterung erhöht, erst die Zweckmässigkeit dieser Befestigungsart durch praktische Erfahrung nachgewiesen werden. *)

*) Nach beendetem Vortrage theilte der Vertreter des Eisenwerkes Osnabrück mit, dass in letzter Zeit die Sättel aus Stahlguss erzeugt werden.

Die Befestigung bei den Schwellen nach Profil Haarmann (Fig. 27) besteht aus einer Hakenplatte, die mit einem Ansatzstücke in die gelochte Schwelle gelegt wird.

Auf der äusseren Seite soll der Schienenfuss durch den Haken, auf der inneren jedoch durch eine Klemmplatte mit Ansatz und einen Schraubenbolzen festgehalten werden.

Sowohl Hakenplatten- als Klemmplattenansätze sind variabel, um die nöthigen Spurerweiterungen bis 30 mm zu ermöglichen. Es sind vier verschiedene Hakenplatten und vier Klemmplatten mit Ansätzen zu beschaffen.

Die Hakenplatte ist schwierig herzustellen, sie wird nicht genügend festgehalten, weshalb kleine Bewegungen auf der Schwelle immer möglich sind. Da die Klemmplattenbefestigung, nicht so wie die Keilbefestigung, ein Anrücken des Schienenfusses an den Haken gestattet, so müssen beide Theile genau in einander passen, was schwierig zu erreichen ist. Der Haken lässt nach Ausschleuerung desselben durch den Schienenfuss eine Regulirung nicht zu, weshalb in solchen Fällen eine sofortige Erneuerung der Platte nöthig wird.

Das Verschieben der Schwellen senkrecht zur Bahnachse kann nur durch Reibung von Schotter auf Schotter verhindert werden, da, wie die Erfahrung nachweist, die Reibung zwischen Eisen und Schotter zu unbedeutend ist. Demzufolge werden die ursprünglich auf beiden Seiten offenen Schwellen nunmehr an den Stirnseiten geschlossen, was durch Einnieten von Winkel- oder T-Eisen, durch Umbiegen der aufgeschlitzten Enden oder durch Einstecken und Festklemmen von Querblechen erfolgen kann. (Fig. 18, 19, 20, 21.)

Bei den an den Enden geschlossenen Schwellen, die in ihrer Mitte wenig oder gar nicht unterstopft werden, kommt gegen Verschiebung der Reibungswiderstand von Schotter auf Schotter nur etwa an der einen Schwellenhälfte, für die andere dagegen nur Reibungswiderstand von Schotter auf Eisen zur Geltung.

Man hat daher versucht, zwischen den Schienensträngen in die Schwelle noch weitere Abschlüsse einzunieten, wodurch drei Abtheilungen (Fig. 13) geschaffen werden und somit der grössere Reibungswiderstand für die ganze Schwelle gesichert erscheint.

Diese Anordnung, welche den Preis der Schwellen allerdings erhöht, wird jedenfalls gute Wirkung haben, nur muss der mittlere Raum ebenfalls mit Schotter ausgefüllt und leicht unterstopft werden. Die inneren Abschlüsse bezeichnen gleichzeitig die Grenzen, innerhalb welchen kräftig oder leichter unterstopft werden soll.

Bei genügend langen geraden Schwellen, die durchgehends unterstopft werden können, dürfte der durch die mittleren Abschlüsse zu erreichende Vortheil im Vergleiche zu den Kosten derselben allerdings nicht erheblich sein. — Es empfiehlt sich, die Schwellenlänge, wie dies jetzt bei den Holzschwellen der Fall ist, mit 2.4 m bis 2.5 m anzunehmen.

Auf den Langschwellen-Oberbau übergehend, habe ich zunächst zu erwähnen, dass derselbe bekanntlich nach der Anzahl der Hauptbestandtheile als ein-, zwei- oder dreitheiliger Oberbau bezeichnet wird.

In Deutschland besteht nur eine Construction einheitlichen Oberbaues und zwar System Hartwich, welches jedoch bereits aus Hauptbahnen entfernt, daher in den Rahmen des heutigen Vortrages nicht einbezogen wurde. Es wird nur bemerkt, dass dieses System gegenwärtig bei einigen Secundärbahnen zur Verwendung gelangte.

Zum zweitheiligen Oberbau gehört System Hilf mit dessen Modificirungen, ferner System Hohenegger und System Haarmann.

Zum dreitheiligen Oberbau gehören die Systeme Scheffler und De Serres-Battig.

Die meiste Verbreitung, und zwar mit vollem Rechte, hat sich der zweitheilige Oberbau errungen, da derselbe nach der gegenwärtigen Vervollkommnung allen Bedingungen eines betriebssicheren Oberbaues für Bahnen ersten Ranges entspricht.

Es gebührt dem Geh. Regierungsrathe Hilf das Verdienst, mit seinem Systeme das, durch die ungünstigen Erfahrungen mit dem zuerst verwendeten eisernen Querschwellen-Oberbaue hervorgerufene Misstrauen beseitigt, und den eisernen Oberbau aus dem Rahmen der Versuche in das weite Feld der ausgedehnten Verwendung hinübergeführt zu haben.

Die ursprüngliche Construction, welche bei dem Bestreben, einen möglichst billigen Oberbau zu liefern und unter dem Einflusse einer bedeutenden Preisdifferenz zwischen Stahl und Eisen, dem Principe einer leichten Oberschiene und einer kräftigen Unterschiene huldigte, wurde in Folge der zu Tage getretenen Mängel, sowie auch in Folge des später eingetretenen Preisausgleiches zwischen Eisen und Stahl in Kürze von den späteren Constructionen, worunter hauptsächlich jene des Baurathes Menne, der ehemaligen Rheinischen Bahn und des Baudirectors Hohenegger der österr. Nordwestbahn anzuführen sind, verlassen, und das Princip der Verwendung starker Oberschienen und schwacher Unterschienen aufgestellt.

Die der ersten Construction System Hilf zur Last gelegten Mängel waren: die zu geringe Höhe der Oberschiene, sowie die Mittelrippe bei der Unterschelle.

Erstere verhindert die Anbringung einer kräftigen Stossverbindung, wogegen die letztere bei dem damaligen Stande der Walztechnik Schwierigkeiten bei der Erzeugung verursachte, daher bedeutende Preiserhöhung zur Folge hatte, nebst dem aber den Schotterkörper in zwei Theile von geringem Umfange trennte und dadurch die Bildung eines kräftigen Schotterkörpers verhinderte.

Dem erst bezeichneten Mangel wurde, wie früher erwähnt, durch Verwendung höherer Schienen, dem letzt bezeichneten Mangel durch Modification des Profiles zu begegnen gesucht.

In Bezug auf diese Modification des Profiles wird auf die Profile Menne (Fig. 31 und 32) und Hohenegger (Fig. 33) hingewiesen.

Baurath Menne umstaltete ursprünglich das Hilfsche Profil durch Verlängerung der Mittelrippe und Weglassung der Seitenrippen in ein T-Profil (Fig. 31), welches sich jedoch nicht bewährte, da der seitwärts unbegrenzte Schotterkörper unbehindert ausweichen konnte.

Hierauf wurde von demselben, sowie vom Baudirector Hohenegger, ein dem Vautherin'schen Profile ähnliches Profil construiert. Hohenegger vermied hierbei die bereits bei Besprechung des Querschwellen-Oberbaues erwähnten und einen Hauptübelstand dieses Profiles bildenden, unteren horizontalen Ansätze durch eine schneidartige Ausbildung derselben (Fig. 33), welche Form sehr günstig gewählt, eine immer weitere Ausbreitung findet.

Bei der ursprünglichen Ausführung des Hilfschen Oberbaues, waren zur Sicherung der Spurweite bloß Spurstangen u. zw. in der Geraden 2 Stück, in Curven 3 Stück angeordnet. Die erforderliche Schienenneigung, sowie die etwaige Ueberhöhung des äusseren Schienenstranges, musste durch Unterstopfen der Schwelle hervorgebracht werden.

Dieser Mangel jeder steifen Querverbindung hatte zur Folge, dass jeder Schienenstrang unabhängig vom anderen den Setzungen des Unterbaues folgen, nebst dem aber auch in grösseren Gefällen Längsverschiebungen erleiden konnte, welche Mängel eine bedeutende Erhöhung der Erhaltungskosten zur Folge hatten. Desgleichen erforderten die Stösse ununterbrochene Regulirung.

Diese Anstände wurden verschiedenartig zu beheben gesucht, u. zw. von Seite jener Constructeure, welche an der strikten Durchführung des Langschwellen-Systemes hielten, durch Versetzen des Schwellen- und Schienenstosses, Vermehrung der Spurstangen, welche zur sicheren Erzielung der Schienenneigung keilförmige Beilagen erhielten, durch Abschluss der Schwellenköpfe zur Erzielung eines grösseren Reibungswiderstandes und Anbringung von L-Querverbindungen, welche ohne zur Erreichung der Schienenneigung herangezogen zu werden, bloß das Wandern der Schienenstränge zu verhindern hatten.

Andere Constructeure, zu welchen auch Hilf gehört, sahen von der strikten Durchführung des theoretischen Principes des reinen Langschwellen-Oberbaues ab und unterstützten die Schwellenstösse durch Querschwellen, welche behufs Erzielung der Schienenneigung entsprechend gebogen und zur Verhinderung des Wanderns der Langschwellen mit diesen mehr oder minder fest verbunden wurden. Nebst dem wurden auch die Schwellen und Schienenstösse versetzt.


Durch die Unterziehung einer mit der Langschwelle gleiches Profil haltenden Querschwelle, sowie auch durch die tiefere Lage dieser Querschwelle selbst, wurde jedoch der bisherige, schwächste Punkt zu dem am kräftigsten unterstützten. Die früher gleichmässig aufliegende Langschwelle war nunmehr an zwei Punkten fest gestützt, in Folge dessen das Entgegengesetzte zu dem früheren Verhalten eintrat, indem nunmehr die Schwellenmitten einsanken.

Diese Ungleichmässigkeit verursachte ebenfalls grössere Erhaltungskosten und zugleich ein Wogen der Fahrbetriebsmittel. Nebst dem senkten sich bei ungleichmässiger Unterstopfung der Querschwellen die gebogenen Enden derselben, wodurch Geleise-Erweiterungen herbeigeführt wurden, welche, da die weiters beibehaltenen Spurstangen in der Schienenmitte die richtige Spurweite hielten, eine schlängelnde Bewegung der Fahrbetriebsmittel veranlassten.

Diese, durch die zu kräftige Stossunterstützung herbeigeführten Mängel gaben wieder Anlass zu weiteren Con-

structionen, indem der Querverbindung die bisherige tragende Form benommen und die Unterstützung des Stosses durch Verlaschung der Querschwellen herbeizuführen gesucht wurde.

Hievon sind anzuführen jene der Berlin-Nordhausner Bahn, welche Verwaltung der Querschwellen zuerst eine dem ersten Menne'schen Profile ähnliche Form gegeben hatte, später davon abgegangen ist und nunmehr einfache Winkel-eisen verwendet.

Die Oberschlesische Bahn hat Querverbindungen von -Form eingezogen (Fig. 37); wogegen andere Bahnen theils einfache, theils doppelte Winkeleisen, und zwar theils unter jedem Schwellenende ein, daher beiderseits des Stosses zwei Stück, theils unter dem Stosse selbst ein Stück angebracht haben.

Die Schwellenverlaschung ist, wie aus den Zeichnungen ersichtlich (Fig. 30, 38, 39), besonders kräftig bei System Hohenegger und Haarmann ausgebildet. Bei System Hilf wurde ausser der Verlaschung auch noch eine Stützung der Schwelle zur Verhinderung des Einschleifens der Mittelrippe in die Querverbindung, wie aus Fig. 36 ersichtlich, erforderlich.

Die Form der Verlaschung bei System Hilf und Haarmann ist zu complicirt und ist speciell bei System Hilf ein Lockerwerden der den Mittelsteg verbindenden Niete zu befürchten.

Nach Mittheilung der Bahnen, welche die Schwellenverlaschung eingeführt haben, bewährt sich diese Einrichtung vollständig. Die für das technische Comité des Vereines deutscher Eisenbahn-Verwaltungen Bericht erstattende Bahn (k. Direction der sächsischen Staatsbahnen) gelangte zur Schlussfolgerung, dass „die kräftige und vollständige, d. h. das ganze Profil einschliessende Verlaschung der eisernen Langschwellen fast überall und bei allen zur Verwendung gekommenen Profilen als Bedürfniss empfunden wurde.“

Beim neuen System Hohenegger ist das Hilfsche Profil beibehalten, jedoch sind zur Erzielung eines tragfähigen Schotterkörpers die senkrechten Stege um 15 mm verlängert, so dass die Profilhöhe 75 mm beträgt. Nebstdem ist die Kopfplatte beiderseits durch keilförmig abgeschrägte Rippen begrenzt, wodurch ein sattes, unverrückbares Verspannen der Schienen durch die keilförmigen Klemmplatten ermöglicht ist.

Durch diese keilförmigen Klemmplatten, welche sich einerseits an die oben erwähnte Kopfrippe, anderseits an den Schienenfuss anstemmen und durch Schwellenbolzen niedergehalten werden, ist eine Nachregulirung der Schienen in Bezug auf Spurweite möglich und ein Mittel geboten, etwaige Fehler in der Biegung oder Lochung der Schwellen vollständig auszugleichen, was bisher bei keinem anderen Langschwellen-Systeme möglich war.

Durch die keilförmigen Klemmplatten wird der Seitenschub des Schienenfusses gegen die Schwellenbolzen aufgehoben; die letzteren werden also nur auf absolute Festigkeit in Anspruch genommen und ist jede Tendenz zum Anfressen oder Abscheeren der Bolzen, sowie zur Erweiterung der Bolzenlöcher in der Langschwelle beseitigt.


Die Langschwellen liegen auf ihren Stössen auf 400 mm langen, sehr starken Sätteln auf, welche sich der unteren

Fläche der Langschwelle satt anschmiegen; die Befestigung der Schwellenenden auf diese Sättel erfolgt einerseits durch die Schienen-Winkellaschen, deren horizontaler Schenkel die Verbindungsbolzen aufnimmt und sich klemmplattenartig an die oberwähnte Schwellenrippe legt, andererseits durch 400 mm lange Flachlaschen mit dem in der Höhe um 5 mm verstärkten Profile der Klemmplatten. Das Anziehen der sechs Schwellenlaschenbolzen bewirkt nun ein vollkommenes Einspannen der Schwellenenden zwischen Sattel, Schienenfuss und Klemmlaschen und macht jedes Ausweichen der Schwellenenden unmöglich.

Zur Sicherung der Spurweite und der Schienenneigung in der ganzen Schwellenlänge sind ausser der am Stosse angebrachten Querverbindung, noch zwei Querverbindungen pro Schiene, daher alle 3 m eine Querverbindung eingezogen, an welcher ebenfalls Sättel wie am Stosse, jedoch nur von 120 mm Breite befestigt sind.

Das Verschieben in der Längenrichtung wird sowohl bei den Schwellen, als bei den Schienen durch die eben beschriebene Verbindung der Stossesättel mit den Schwellen und den Winkellaschen verhindert.

Beim System Haarmann hat die Langschwelle die in der Zeichnung (Fig. 39 A, B, C, D) ersichtliche Form, die Schiene liegt zwischen den vorspringenden Leisten des kastenförmigen Aufsatzes und wird von zwei Haken, welche einestheils in die Langschwellen eingreifen, anderntheils den Schienenfuss umfassen, festgeklemmt. Diese Haken selbst werden durch eine horizontale Schraube festgehalten.

Zur Sicherung der Spurweite dienen gegenwärtig starre -Querverbindungen, welche zwischen den beiden Schienensträngen ausgespart, die tragfähige Form nur unter den Langschwellen behalten.

Auf der Berliner Stadtbahn mussten ausser diesen Querverbindungen noch Spurstangen zur Sicherung der Spurweite eingezogen werden. Die Schienenneigung, sowie die Verlaschung der Langschwellenstösse, wird durch eigenartige Sättel bewirkt, welche auf den Querverbindungen befestigt sind. Die vorne erwähnten Haken gehen auch durch diese Sättel durch. Die Schwellen und Schienenstösse sind derartig versetzt, dass die Schienenlaschen beiderseits an die Haken anstossen und dadurch das Wandern der Schienen verhindern.

Dieses System findet gegenwärtig nach den vom Geheimen Ober-Baurathe Schwedler durchgeführten Verbesserungen auf den k. preussischen Staatsbahnen grosse Anwendung, es ist jedoch, wie bereits bei Besprechung der Querschwellen bemerkt wurde, fraglich, ob bei gröberem Kiese eine Ausfüllung des Kastens eintritt, wo dann, da die Enden des Profils in das Schotterbett zu wenig tief eingreifen, im Niveau eine Verschiebung leicht eintreten kann.

Legung im Bogen. Die Langschwellen nach dem Systeme Hilf werden gerade geliefert und erfolgt die Lochung für die Schienenbefestigungsmittel nach dem betreffenden Curvenradius.

Bei den Systemen Hohenegger und Haarmann werden die Langschwellen im warmen Zustande nach dem entsprechenden Radius gebogen und im kalten Zustande nachgerichtet.

Die Spurerweiterung wird bei jenen Constructionen, wo starre Querverbindungen eingeführt sind, durch entsprechende Lochung der Querverbindungen erzielt, so dass je nach den Radien die Querverbindungen verschieden gelocht sind.

Schienen-Befestigungsmittel. Die Verbindung der Schiene mit der Schwelle erfolgt, mit Ausnahme des Systems Haarmann, ausschliesslich durch Schraube und Klemmplatte.

Der Schienenfuss berührt allgemein den Bolzen, so dass ein Einschleifen desselben eintreten muss. Eine Ausnahme besteht, wie früher erwähnt, beim System Hohenegger, wo der Schienenfuss an die in der vollen Breite der Klemmplatte ausgeführte Leiste derselben stösst und dadurch jede directe Berührung mit den Bolzen vermieden ist.

Rücksichtlich der dreitheiligen Langschwellen-Systeme ist zu bemerken, dass diese Systeme, ähnlich wie das ursprüngliche System Hilf, den Zweck verfolgen, bei Auswechslung der Fahrschienen möglichst wenig Materiale verlieren zu müssen.

Beim Oberbau, System Scheffler (Fig. 40 A, D), ist die hochkantige Schiene zwischen dem Langträger, welcher aus zwei senkrecht gestellten einfachen Winkeln besteht, eingelegt und theils mittelst Bolzen, theils (bei einer Construction) mittelst eines Keiles festgehalten. Die Stösse der Ober- und Unterschienen sind versetzt und jene der letzteren durch Blechlaschen verstärkt.

Die Spurweite wird durch Querverbindungen, welche ursprünglich rechteckig, später U-förmig und gegenwärtig winkelförmig geformt sind, gesichert. Die Biegung und Lochung der Ober- und Unterschienen nach den erforderlichen Radien erfolgt im Eisenwerke.


Dieses System ist auf der Braunschweigischen Eisenbahn in einer Gesamtlänge von 40 km seit 19, beziehungsweise 16, 14 und 12 Jahren in Anwendung und begegnete, nach Angabe der betreffenden Bahnverwaltung, mit Ausnahme geringer Nacharbeiten, keinen besonderen Anständen.

Grössere Erhaltungsarbeiten wurden nur bei schlechtem Bettungsmateriale und anhaltender nassen Witterung erforderlich.

Beim System De Serres und Battig (Fig. 41) besteht der Schienenstrang aus einer mit zwei Unterschienen verbundenen Fahrschiene.

Die Fahrschiene hat die Form eines Champignons und besteht aus Kopf und Steg; die obere Fläche des Kopfes kann, wenn nöthig, die den Bandagen entsprechende Neigung von $\frac{1}{16}$ — $\frac{1}{20}$ gleich bei der Walzung erhalten. Diese Neigung kann jedoch auch durch Biegung der Querverbindungen erzielt werden.

Der Steg der Fahrschienen wird zwischen die verticalen Rippen der Unterschienen gezwängt.

Die Unterschienen haben die Form eines -Eisens und bildet deren Querschnitt eine symmetrische Anordnung zwischen dem Mittelsteg und den beiden Schenkeln, die gegen die Achse des Mittelsteges um 45° geneigt sind. — Durch diese Anordnung wird erzielt, dass, wenn der untere Schenkel horizontal auf der Bettung zu liegen kommt, der obere Schenkel senkrecht unter die Fahrschiene sich stellt.

Die Verbindung der Schienenstränge unter sich erfolgt durch Querriegel. Diese Riegel haben ein I-Eisen zum Profile mit zwei Mittelrippen und sind an ihren Enden trapezförmig zugeschnitten; dieselben haben in der Mitte einen rechteckigen, von der Oberrippe bis zur ersten Mittelrippe reichenden Ausschnitt von einer solchen Breite, dass in demselben die beiden Schenkel der Unterschienen und der Schienensteg leicht eingefügt werden können.

Die Unterschienen haben zur Einbringung der Querriegel und Querverbindungen rechteckige Ausschnitte in der ganzen Höhe des Mittelsteges. Zur Sicherung der Spurweite dienen Querverbindungen in Form der Querriegel, welche durch die ganze Breite des Geleises durchgehen und beide Schienenstränge umfassen.

Die Entfernung, in welcher diese Querverbindungen von einander gebracht werden sollen, hängt von den Richtungsverhältnissen des Geleises ab.

Bei den ausgeführten Theilstrecken wurden die Querverbindungen in Entfernungen von 2.0—4.2 m und die Querriegel in Entfernungen von 0.7—0.8 m eingezo-gen.

Beim Zusammenfügen des Schienenstranges werden die Unterschienen aufrecht neben einander, Rücken an Rücken, gehalten, so dass die beiden Lochungen genau correspondiren, sodann wird der Querriegel derart durchgeschoben, dass der Einschnitt desselben die Schenkel der Unterschienen umfasst. Hierauf werden die Unterschienen um 45° gedreht und in ihre definitive Lage gebracht.

Die horizontal unterschrittenen Rippen der Schenkel kommen sodann auf die Mittelrippe der Querverbindungen und Querriegel zu liegen.

In das so verbundene Trärgestänge wird die Fahrschiene mit ihrer Rippe eingelassen und kommt dieselbe mit dem horizontal unterschrittenen Kopfwulste in ihrer ganzen Länge über die Rippen der Unterschienen zu liegen.

Bei stattfindender Belastung der Fahrschiene könnte daher dieselbe sich weder heben noch kanten, sondern bloss durch Adhäsion der Räder gleiten; um dieses zu verhindern wird der Steg der Schiene mit den Stehrippen der Unterschienen durch einfache Dorne verbunden, welche an der Schwellenaussenseite umgebogen werden.

Wegen Ermöglichung der Dilatation bei den Schienen sind die Löcher in den Unterschienen, sowie der Dornquerschnitt selbst elliptisch geformt. Um jedoch die Ausdehnung der Schiene nur nach einer Richtung hin zuzulassen, wird jede Fahrschiene mit einem Fixirungsdorne versehen, welcher die ganze ovale Oeffnung der Unterschienen ausfüllt. Dieser Dorn wird entgegen der Richtung angebracht, nach welcher das Wandern der Schiene erfolgt. — Die Unterschienen werden nur gerade geliefert, jedoch für Bögen von geringerer Länge, am entsprechendsten mit der Hälfte des für die gerade Linie bestimmten Ausmaasses.

Die Normallänge der Schienen ist für Gerade und die Bögen eine Gleiche, bloss für die Verkürzung des inneren Schienenstranges werden, wie beim Holzquerschwellen-Oberbau, verkürzte Schienen verwendet.

In gleicher Weise muss die Verkürzung des inneren Stranges auch durch Einlegung verkürzter Schwellen erreicht werden. Die Stösse der Fahrschiene und der Unter-

schienen sind versetzt, bei letzteren auch in Bezug auf die Stösse bei einem und demselben Schienenstrange.

Die Ueberhöhung wird in gewöhnlicher Weise durch Unterstopfen hergestellt.

Das Verhalten dieses Oberbaues ist bei der priv. österreichisch-ungarischen Staatseisenbahn-Gesellschaft entsprechend, dagegen bei der Niederländischen Staatsbahn so ungünstig, dass die gelegten 5 km aus der Bahn beseitigt werden mussten.

Nach dieser gedrängten Darstellung der gegenwärtig in Verwendung stehenden Oberbau-Constructions, glaube ich nun die im Allgemeinen für die beiden Systeme Lang- und Querschwellen-Oberbau vorgebrachten Vor- und Nachtheile anführen zu müssen und zugleich die auf Grundlage der jüngst erfolgten Beantwortung der Eingangs erwähnten Fragen von der Bericht erstattenden Bahnverwaltung gezogene Schlussfolgerung beifügen zu sollen.

Als Vortheil des Langschwellen-Oberbaues wird angeführt: Die gleichmässige, continuirliche Uebertragung des Druckes der bewegten Lasten auf die Bettung; die hiedurch bedingten mässigen Spannungen in den Constructionstheilen gegenüber denjenigen, welche häufig in den Schienen der Querschwellen-Systeme auftreten; ferner das gleichmässige sanfte Fahren auf diesem Oberbaue; in Verbindung hiermit grosse Schonung der Fahrbetriebsmittel, geringere Gefahr bei Schienenbrüchen; grössere Sicherheit gegen seitliche Kräfte.

Erfahrungsmässig bietet auch der Langschwellen-Oberbau bei Entgleisungen insoferne Vortheile, als die entgleisten Wagen gewöhnlich auf den Langschwellen entlang laufen. Wenn die Wagen jedoch auch im Kiesbett weiter laufen, so treten doch hier nie so gefährliche Stösse, wie beim Passiren der Querschwellen des Querschwellen-Oberbaues auf.

Als Mängel des Langschwellen-Systems werden andererseits bezeichnet: Die Complicirtheit der Construction; die umständliche und sorgfältig auszuführende Montirung in besonderen Werkstätten; die Nothwendigkeit, stets eine bedeutende Zahl von Reservestücken im Vorrathe haben zu müssen; ferner die Nothwendigkeit der Herstellung von oft sehr kostspieligen Entwässerungsanlagen; die schwierige Unterhaltung der Geleise im Winter.

Als besondere Vorzüge des Querschwellen-Oberbaues werden geltend gemacht:

Die grosse Sicherheit gegen Spurerweiterungen; die Einfachheit des ganzen Systemes; die Leichtigkeit die Geleise, wenn erforderlich, beliebig zu verlegen; die leichtere Entwässerung der Bettung; die geringeren Schwierigkeiten bei Geleise-Umbauten.

Vielfach wurde auch behauptet, die Einführung des eisernen Querschwellen-Oberbaues auf älteren Strecken empfehle sich schon deshalb, weil in diesem Falle nicht grössere Umbauten zusammenhängender längerer Strecken mit hölzernem Querschwellen-Oberbau erforderlich seien, vielmehr jede schadhafte Schwelle einfach durch eine eiserne ersetzt werden könne.

Dieser angebliche Vortheil ist jedoch durch die Erfahrung bereits widerlegt worden, da nicht allein beim

Einziehen einzelner eiserner Schwellen eine Nachdixelung der anderen Schwellen deshalb erforderlich wird, weil sehr häufig in Folge ungleichmässiger Eindrückungen der Schienen in die Schwellen erstere ihre Neigung verloren haben, welche für die Anwendung der eisernen Schwelle aber Bedingung ist, sondern es haben auch die eisernen Schwellen das Bestreben, in die Bettung einzusinken, während die hölzernen festgelagerten Schwellen dieser Bewegung nicht zu folgen vermögen.

In Folge der hiedurch in den Schienen entstehenden grossen Spannungen wird sehr leicht die Betriebssicherheit gefährdet.

Auch ist schliesslich bei dem Einziehen einzelner Querschwellen die Bildung einer ungleichmässigen Unterbettung nicht zu vermeiden, wodurch ein für die Entwässerung des Geleises schädlicher Zustand hergestellt wird. Eine gute Entwässerung ist jedoch sowohl für den Langschwellen- als für den Querschwellen-Oberbau Hauptbedingung.

Diese hier angeführten Vor- und Nachtheile der beiden Systeme dürften theilweise nur beim Vergleiche der älteren Systeme begründet sein, da, wie ein eingehendes Studium der Systeme Hohenegger und Haarmann ergibt, bei beiden für die Sicherung der Spurweite und Schienenneigung ebenso, wie beim Querschwellen-Oberbau entsprechend vorgesorgt ist.

Die angeblich grössere Complicirtheit der Langschwellen-Systeme, welche in der Hauptsache auf die grössere Anzahl der diversen Bestandtheile dieses Systemes zurückzuführen ist, konnte als Nachtheil auch nur gegenüber jener Querschwellen-Oberbauconstruction bezeichnet werden, bei welcher, wie bei der Hessischen Ludwigsbahn, nur eine Gattung Klemmplatten und eine Gattung Bolzen in Verwendung stand; diese Einfachheit ist, wie aus dem Vorerwähnten hervorgeht, bereits längst überwunden und muss man, um allen Anforderungen zu genügen, auch beim Querschwellen-Systeme zu einer Anzahl von Formen Zuflucht nehmen.

Wenn beispielweise zum Vergleiche mit Langschwellen-Systemen das gegenwärtig zweckentsprechendste System Heindl herangezogen wird, so ergibt sich nach Ausschluss der zum Schienenstosse gehörigen Schienenbefestigungsmittel, dass das System Heindl pro Schwelle 10 unveränderliche und 4 veränderliche Typen, daher bei 0.8 m Schwellenentfernung pro 1 m 17 Bestandtheile erfordert, wogegen beim Langschwellen-Systeme Hohenegger auf dieselbe Länge, 16 Bestandtheile erforderlich sind.

Die Nothwendigkeit zur Einrichtung einer besonderen Montirungswerkstätte, welche einst Hilf selbst für sein System hervorhob, besteht gegenwärtig nicht, ebenso entfällt die Nothwendigkeit eines besonderen Legkrahnes.

Bei der österr. Nordwestbahn wird die Montirung in den, an die zu legenden Strecken angrenzenden Stationen, auf freien Lagerplätzen durch gewöhnliche Oberbauarbeiter unter Aufsicht eines geschulten Vorarbeiters besorgt.

Die Verführung auf die Strecke geschieht auf gewöhnlichen Bahnwagen und erfolgt die Legung ohne jede besondere mechanische Beihilfe.

Der Arbeitsfortschritt ist hiebei ein sehr günstiger und wird als Beispiel angeführt, dass im vorjährigen Herbst bei einer Arbeitszeit von 9 Stunden, wovon jedoch nur 7 Stunden in 4 Perioden zur Legung benützt werden konnten, 295 m Holzquerschwellen-Oberbau abgetragen und eiserner Langschwellen-Oberbau, System Hohenegger, eingelegt wurde, welche Leistung auf einer stark befahrenen, eingleisigen Bahn gewiss als sehr entsprechend bezeichnet werden muss. Für die Montirung, Verführung und vollständige Herstellung des Geleises waren 66 Mann in Verwendung.

Die Nothwendigkeit eines grösseren Reservevorrathes dürfte auch nicht bestehen, da bei einer eventuellen Entgleisung doch nur die Befestigungsmittel beschädigt werden können. Die Querverbindungen liegen zu tief, um bei einer gewöhnlichen Wagenentgleisung beschädigt zu werden und selbst eintretenden Falles ist die Auswechslung der Querverbindungen mit keiner besonderen Schwierigkeit verbunden; für diesen Fall genügt das Bereithalten von ungelochten Querverbindungen, welche dann nach Bedarf mit einer Stanzmaschine gelocht werden können.

Die Erfahrung der königl. Eisenbahn-Direction Frankfurt a. M. bestätigt diese Anschauung, da in einem solchen Falle der Oberbau selbst ohne jede Querverbindung die Spurweite und Neigung hielt, daher hinreichend Zeit zur Beschaffung von Ersatzstücken vorhanden war.

Dementgegen dürften die wenigsten Querschwellen den heftigen Stössen eines entgleisten Fahrbetriebsmittels ohne Beschädigung widerstehen und nicht zertrümmert werden.

Der einzige beachtenswerthe Umstand des Langschwellen-Oberbaues wäre die schwierigere Herstellung, beziehungsweise Instandhaltung der Entwässerung des Schotterbettes, denn die Einbringung eines reinen, wasserdurchlässigen Schotters ist bei beiden Systemen eine Hauptbedingung.

Ich habe mir jedoch die Ueberzeugung verschafft, dass die Erhaltung einer entsprechenden Entwässerung beim eisernen Langschwellen-Oberbau keiner besonderen Schwierigkeit und Auslage unterliegt, da in Folge des Entfallens der sonst beim Holzquerschwellen-Oberbau unvermeidlichen Geleiseregulirungen die Wächter Zeit zur Reinigung und Freihaltung der Sickerschlitze gewinnen und daher zu dieser Arbeit herangezogen werden können.

Ich bin auch der Ansicht, dass, wenn bisher in dieser Richtung Anstände vorgekommen sind, die Ursache hauptsächlich darin zu suchen sein dürfte, dass dem Uebel nicht im Vorhinein vorgebeugt und erst dann zur Abhilfe geschritten wurde, als der Unterbau ziemlich erweicht war.

Meiner Ansicht nach muss sofort bei der ersten Legung für eine Entwässerung vorgesorgt und diese stets im Stand gehalten werden, in welchem Falle dann keine besonderen Anstände vorkommen können.

Uebrigens glaube ich auch der Zustimmung aller Collegen versichert zu sein, wenn ich behaupte, dass die Bedingung eines reinen, wasserdurchlässigen Schotters, auch für den Holzquerschwellen-Oberbau besteht, und dass es nur in den nicht so rapid zu Tage tretenden Folgen eines schlechten Bettungsmateriales bei diesem Oberbaue liegt,

wenn sich diese Erkenntniss bisher nur langsam Bahn gebrochen hat.

Zum Schlusse erlaube ich mir zu bemerken, dass nach den mehrerwähnten Beantwortungen 24 Vereinsbahnen der Ansicht sind, dass die Betriebssicherheit bei beiden Systemen gleichmässig gewahrt sei.

Anderer Ansicht ist die königl. Eisenbahn-Direction Magdeburg. Dieselbe meint, dass die Betriebssicherheit beim Langschwellen-Oberbau eine geringere sei, weil häufiger Mängel hinsichtlich der Spur, der Richtung und der Höhenlage auftreten und schwieriger zu beseitigen seien. Hiezu muss bemerkt werden, dass auf der von dieser Behörde verwalteten Strecke Oberbau, System Hilf, liegt, bei welchem die Spurweite nur durch einfache Spurstangen gesichert ist.

Es sind daher nach dem früher Vorgetragenen die hervorgehobenen Mängel leicht erklärlich.

Die königl. Direction der sächsischen Staatseisenbahnen, welche an die Technikerversammlung über die mit den verschiedenen Systemen eisernen Oberbaues gemachten Erfahrungen Bericht zu erstatten hatte, ist auf Grund der von den Vereinsbahnen eingelangten bezüglichen Beantwortungen zu nachfolgenden Schlussfolgerungen gelangt:

„Die Verwendung des eisernen Oberbaues im Allgemeinen befindet sich noch im Stadium der Versuche, es können daher endgiltige Schlüsse über den Vorzug des einen oder des anderen Systemes nicht gezogen werden.

Was den Langschwellen-Oberbau betrifft, so ist bei dessen Verwendung eine starke Unterbettung aus durchlässigem, erd- und sandfreiem gröberen Materiale, sowie eine möglichst vollkommene Entwässerung desselben unbedingtes Erforderniss.

Anlass zu Bedenken gibt die Erfahrung, dass alle Sickerungsanlagen mit der Zeit unwirksam werden.

Die Sicherheit ist bei allen bisher angewendeten Systemen vollständig gewahrt. Ueber die gute Lage des Geleises in Bezug auf Höhe, Richtung und Spurweite, hat sich eine feste Meinung darüber, ob dem Langschwellen- oder Querschwellen-Systeme der Vorzug zu geben ist, noch nicht gebildet.

Auch über die Kosten der Unterhaltung beider Systeme sind in Folge Mangels statistischer Daten über das Verhalten unter gleichen Verhältnissen (namentlich gleich guter Bettung) mit Lang- und Querschwellen belegter Strecken und bei der verhältnissmässig kurzen Beobachtungszeit sichere Anhaltspunkte nicht zu gewinnen.

Der Querschwellen-Oberbau scheint bei Verwendung eines kräftigen Profils und nicht zu knapper Länge der Schwellen mit geschlossenem Kopfe allen Ansprüchen zu genügen.

Ueber die zweckmässigste Form und das Gewicht der Lang- und Querschwellen, über die Höhe und das Gewicht der Schienen, sowie über die zweckmässigsten Verbindungstheile, sind weitere Erfahrungen abzuwarten.

Die Befestigung der Schiene auf die Querschwellen durch Bolzen hat häufiger Verwendung gefunden als durch Keile. Ueber die Dauer der eisernen Schwellen liegen noch keine Erfahrungen vor“.

Der Bau der Brücke über den Firth of Forth.

Vortrag, gehalten in der Wochenversammlung des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines am 8. November 1884,
von Ingenieur **J. Melan.**

(Mit Zeichnungen auf Blatt 23 und 24.)

Hochgeehrte Herren! Auf einer, im Laufe des heurigen Sommers nach England unternommenen Studienreise hatte ich Gelegenheit, auch die Baustelle der Forth-Brücke zu besuchen.

Dieses gewaltige Bauwerk, welches nach seiner Vollendung den kühnsten Schöpfungen der modernen Ingenieurwissenschaft zuzuzählen sein wird, befindet sich gegenwärtig trotz zweijähriger intensiver Thätigkeit allerdings in einem noch nicht sehr weit vorgeschrittenen Stadium; es sind aber mit der Projectirung und Ausführung desselben bereits eine Reihe so interessanter Fragen verbunden, dass eine Mittheilung hierüber nicht ganz unerwünscht sein dürfte. *) Vielleicht bietet dieselbe für den einen oder anderen der geehrten Fachgenossen die Anregung, in den nächsten Jahren selbst die Reise über den Canal zu machen und ich kann in dieser Hinsicht, nach meinen eigenen Eindrücken urtheilend, nur bemerken, dass mir ein Besuch Englands in gegenwärtiger Epoche für den Bau-Ingenieur überhaupt sehr lohnend scheint.

Von den Bauten, die man daselbst in Ausführung findet, möchte ich ausser dem Gegenstande meiner heutigen Mittheilungen hier speciell nur die subaquaren Tunnelbauten unter dem Severn und der Mersey-Bucht hervorheben, um das Interesse anzudeuten, dass sich an diese Arbeiten knüpft; dieselben erbringen einen weiteren Beweis dafür, dass Tunnelbauten unter Wasser zwar noch immer schwierige und kostspielige Unternehmungen darstellen, aber weitaus nicht mehr jenen Charakter eines gefährlichen und abenteuerlichen Wagnisses an sich tragen, wie zur Zeit Brunel's, des genialen Erbauers des ersten Themse-Tunnels. In dieser Beziehung darf wohl in nächster Zeit noch ein weiterer, bedeutsamer Fortschritt von der vielversprechenden Erfindung des Berg-Ingenieurs Poetsch erwartet werden, welcher im heurigen Jahre auf den Gruben Archibald und Centrum bei Königs-Wusterhausen das Abteufen von Schächten durch schwimmendes Gebirge dadurch bewerkstelligte, dass er letzteres durch Kältezufuhr zum Erstarren brachte und so den Abbau ebenso sicher und trocken wie im festen Gestein vollführte. **)

Man darf daher wohl die Vermuthung aussprechen, dass in Hinkunft in vielen Fällen, wo es sich um die Kreuzung breiter Ströme handelt, neben der Ueberbrückung auch noch die andere Lösung, die Unterfahrung, mehr als bisher in Betracht gezogen werden wird. Allerdings wird in

*) Ich folge hiebei den Aufzeichnungen, zu welchen mir, dank dem freundlichen Entgegenkommen des Constructeurs der Brücke, Herrn Baker, an Ort und Stelle Gelegenheit geboten war und ergänze dieselben auf Grund eines von Herrn Baker bei der Versammlung der British Association in Montreal im September d. J. gehaltenen Vortrage. Die meinen Mittheilungen beigegebenen Zeichnungen sind zum Theile nach an Ort und Stelle aufgenommenen Skizzen angefertigt und nur als solche zu beurtheilen. Detailpläne waren leider nicht zu erhalten.

**) Nähere Mittheilungen hierüber und weitere Vorschläge zur Ausbildung dieses Verfahrens enthält ein Aufsatz von Prof. Lang, Riga'sche Industriezeitung 1884, Nr. 16.

der Mehrzahl dieser Fälle der Vergleich aus ökonomischen Gründen noch zu Gunsten der Ueberbrückung sprechen und gerade das Beispiel der Forth-Brücke zeigt, dass auch die Brückenbauer in dem Concurrenzkampfe zwischen Tunnel und Brücke nicht zurückweichen und selbst an einer für sie so ungünstigen Localität, welche die Anordnung von Spannweiten mit mehr als 500 m bedingt, noch als Sieger hervorgehen können.

Der Firth of Forth, eine jener langgestreckten, tiefen Meeresbuchten, durch welche die schottländische Küste so reich gegliedert erscheint, schneidet von Leith, der Hafenstadt Edinburghs, in westlicher Richtung noch etwa acht deutsche Meilen weit in's Land. Wer auf dem Schienenwege von Edinburgh nach dem Norden Schottlands, nach Dundee und Aberdeen will, muss diese Bucht mit der North-British-Railway bis Sterling hinauf umfahren, um auf einem Umwege von 12 Meilen den Ort Dumfermline zu erreichen, der in directer Luftlinie nur etwa drei deutsche Meilen von Edinburgh entfernt liegt. Es ist nicht Wunder zu nehmen, dass in einem Lande wie England, wo jeder Verkehr den directesten und kürzesten Weg nimmt, dieses Hinderniss in der lästigsten Weise gefühlt wird, und dass insbesondere die North-British- und die mit ihr verbündeten Eisenbahnen (die Great-Northern-, Great-Eastern- und Midland-Ry.) darunter leiden, weil die Caledonian-Railway eine nach Norden führende Linie besitzt, welche, wenn auch nur um wenige Kilometer, kürzer ist.

Es wurde daher schon vor etwa 20 Jahren von den betheiligten Eisenbahnen der Plan gefasst, sich eine directere Verbindung mit dem Norden zu sichern. Allerdings waren die sich entgegenstellenden Schwierigkeiten sofort zu erkennen. Der Firth of Forth hat nicht nur eine bedeutende Breite (westlich von Leith 2—10 km), sondern in seinem östlichen Theile auch eine sehr grosse Tiefe, 50 m und darüber. Wählte man die Kreuzungsstelle aber weiter gegen Westen, so war einerseits nicht viel an der Weglänge gewonnen, andererseits erwies sich hier die Sohle des Flusses als ein so trügerischer Baugrund, dass eine Pfeilerfundirung bei der immer noch grossen Wassertiefe daselbst ein riskantes Unternehmen gewesen wäre. Man entschied sich sonach auf Grund langer und eingehender Studien für die Stelle bei Queensferry, einem kleinen, 15 km westlich von Edinburgh gelegenen Orte.

Der Firth wird hier durch eine Insel, welche die Ruine des Schlosses Inchgarvie trägt, in zwei Arme gespalten, welche unter dem tiefen Wasser ungefähr gleiche Breite besitzen. Die grösste Wassertiefe beträgt im nördlichen Arme 66 m, im südlichen 60 m. — Obwohl die Sohle hier einer Fundirung günstig wäre, nämlich zum Theil aus festem Fels (Diabas und Sandstein), zum Theil aus sehr hartem rothen Thon mit eingelagerten Steinen besteht, so konnte doch bei derartigen Wassertiefen und in so exponirter Lage an einen Einbau von Pfeilern nicht wohl gedacht

werden. Eine Ueberbrückung dieser Stelle machte daher die Anwendung zweier Spannweiten von mindestens je 500 m nothwendig.

Nun hat die Ausführung so weit gespannter Brücken nur ein einziges Vorbild in der Drahtseil-Hängebrücke zwischen New-York und Brooklyn, deren Mittelloffnung 492.9 m misst, die jedoch nicht mit Locomotiven und vollbeladenen Eisenbahnzügen befahren wird.

Auch das erste von Sir Thomas Bouch aufgestellte Project für die Forth-Brücke wählte das System der Hängebrücke, und zwar enthielt dieselbe hienach zwei Oeffnungen zu je 487 m. Schon war der Contract mit dem Unternehmer Arrol behufs Ausführung dieser Brücke abgeschlossen, als sich Ende 1880 der Einsturz der nur wenige Meilen nördlich gelegenen Tay-Brücke ereignete; diese Katastrophe hatte die sofortige Einstellung der am Forth begonnenen Arbeiten zur Folge.

Die Eisenbahn-Gesellschaften liessen aber dessen ungeachtet ihr Project nicht fallen. Sie beauftragten vielmehr ihre technischen Consulanten, die Herren Fowler, Harrison und Barlow, die Frage von Neuem zu studiren und ihr Gutachten über die Ausführbarkeit und die Kosten einer Forth-Uebersetzung abzugeben. Das Resultat der wieder von Neuem aufgenommenen Studien war, dass der Bau einer Brücke, welche allen Anforderungen der Sicherheit entsprechen würde, als ausführbar erklärt und dass eine Ueberbrückung an der Stelle von Queensferry als die günstigste Lösung bezeichnet wurde.

Es ist wohl auch unschwer einzusehen, warum im vorliegenden Falle eine Untertunnellung erst in zweiter Linie in Betracht kommen konnte. Die Wassertiefe beträgt, wie erwähnt, 60 m, die Höhe der beiderseitigen Ufer ist circa 30 m, so dass selbst bei Anwendung eines Rampengefalles von 20‰, dessen Zulässigkeit für so lange Tunnelstrecken aber noch in Frage gestellt werden kann, sich die Tunnellänge mit mehr als 10 km ergeben hätte. Rechnet man nun den laufenden Meter Tunnel nur mit 2000 fl.,*) was mit Rücksicht auf die bei einem Baue unter Wasser immerhin zu gewärtigenden unberechenbaren Zufälligkeiten gewiss kein zu hoher, sondern eher ein zu niedriger Ansatz ist, so würden sich die Kosten der Unterfahung mit ca. 20 Mill. Gulden ergeben haben. Mit ungefähr demselben Betrage wurde auch das Project einer Brücke veranschlagt und da nun eine Reihe von Gründen baulicher und betriebstechnischer Natur zu Gunsten der Brücke sprachen, so konnte die Wahl nicht zweifelhaft sein. Ein Tunnel würde nur dann vielleicht die ökonomisch günstigere Lösung vorgestellt haben, wenn man sich entschlossen hätte, die Kreuzung weiter nach Westen, an eine weniger tiefe Stelle des Forth, zu verlegen, wodurch sich jedoch wieder der als Hauptzweck angestrebte Vorthail der Linienabkürzung verringert haben würde.

Nachdem so der Entschluss auf Erbauung einer Brücke an der Stelle von Queensferry feststand und die schon vor

*) Nach einer Zusammenstellung, welche Forchheimer gibt, kostete der laufende Meter des Themse-Tunnels (366 m) 27.600 Mk., des Lupkower Tunnels (416 m) 17.000 Mk., des Czernitzer Tunnels (503 m) 4050 Mk.

dem Fall der Tay-Brücke vom Parlamente hiefür ertheilte Concession erneuert worden, handelte es sich nunmehr um die Aufstellung eines Projectes, welches den weitestgehenden Anforderungen an die Sicherheit des Verkehres entsprach und auch die volle Garantie für die Ausführbarkeit in sich trug.

Der anfängliche Gedanke an eine Hängebrücke und an verschiedene Modificationen des ursprünglichen Projectes wurde bald fallen gelassen; bestimmend hiefür war wohl die Schwierigkeit, einer solchen Brücke von über 500 m Spannweite jene seitliche Steifigkeit zu geben, welche die seit der Tay-Brücken-Katastrophe mit gebieterischer Nothwendigkeit sich aufdrängende, erhöhte Rücksichtnahme auf die Windbeanspruchung verlangte. Eine Hängebrücke wäre übrigens, wie sich aus Vergleichen ergab, auch nicht die billigste Lösung gewesen.

Den Ingenieuren Baker und Fowler gebührt nun das Verdienst, ein Project entworfen und zur Ausführung vorbereitet zu haben, welchem man für seine wohldurchdachte, völlig auf der Höhe der Wissenschaft stehende Durchbildung die vollste Anerkennung nicht versagen kann.

Dieses Verdienst ist umso höher anzuschlagen, als es sich, wie bereits bemerkt, um eine Aufgabe handelte, welche ganz und gar ohne Vorbild dasteht. Sieht man nämlich von den weitgespannten Hängebrücken ab, von welchen übrigens auch nur die erwähnte East-Riverbrücke zwischen New-York und Brooklyn dem vorliegenden Falle nahe kommt, so finden wir die grösste, mit Balkenträgern überbrückte Spannweite mit 160 m bei der Poughkeepsie-Brücke über den Hudsonfluss, welche im Jahre 1877 ausgeführt wurde. Unter dieser Grenze bleiben eine Reihe anderer grosser Brücken, so die Ohio-Brücke bei Cincinnati mit einem Mittelfelde von 158 m, die neue Niagara-Brücke mit einem solchen von 141 m und die bisher grösste Balkenbrücke Englands, die Britannia-Röhrenbrücke mit 141.7 m Oeffnungsweite.

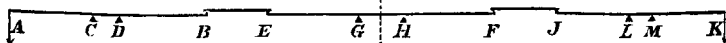
Von den ausgeführten eisernen Bogenbrücken hat — wenn man nicht etwa die 1876 erbaute Point-Brücke zu Pittsburgh mit 244 m weiter Mittelloffnung als umgekehrten Bogen auffassen will, — die grösste Spannweite der jüngst vollendete Viaduct von Garabit in Südfrankreich, und zwar 165 m. Geringere Weiten, nämlich 160 m und 158.5 m finden wir bei der Douro-Brücke bei Oporto und bei der Mississippi-Brücke zu St. Louis.

Man sieht sonach, dass selbst jene Brücken, welche uns bisher als die grössten galten, in ihren Dimensionen von dem gigantischen Bauwerke am Forth noch um mehr als das Dreifache übertroffen werden und es war gewiss keine geringe Schwierigkeit für den Constructeur sich in den gewaltigen Maassstab, in dem er zu arbeiten hatte, hineinzufinden.

Ich komme nun zur näheren Besprechung des Projectes der Herren Baker und Fowler, nach welchem die Brücke gegenwärtig ausgeführt wird. Dasselbe beruht auf der Anwendung eines continuirlichen Gelenkträgers oder eines Trägers mit freischwebenden Stützpunkten und verankerten Enden. Das Schema des Systems wird durch die nachstehende Fig. A veranschaulicht.

Die drei Balken \overline{AB} , \overline{EF} und \overline{JK} ruhen auf je zwei Stützpunkten C und D , G und H , L und M . Die einander zugekehrten Enden dieser Balken bilden die Auflager für zwei einfache Träger BE und FJ , während gleichzeitig die Stabilität der äusseren Balken durch Verankerung der Enden A und K gesichert ist.

Fig. A.



Man kann sich das System auch aus einem über die ganze Länge \overline{AK} continuirlichen Balken entstanden denken, indem man denselben in den Punkten B und E , F und J , durchschneidet und die aneinanderstossenden Theile durch Gelenke verbindet. Daher auch die Bezeichnung als continuirlicher Gelenkträger.

Das System ist bekanntlich keine Neuheit. Es wurde zuerst von Herrn Gerber, dem Director der süddeutschen Brückenbau-Gesellschaft, erdacht, der im Jahre 1871 darauf ein Patent nahm und es im folgenden Jahre bei der Donau-Brücke zu Vilsofen und seitdem auch bei mehreren anderen, wenn auch nicht sehr bedeutenden Brücken, in Anwendung brachte. Die amerikanischen Ingenieure kennen dieses System unter der Bezeichnung Cantileverbridges und sind von ihnen in letzter Zeit mehrere grosse Brücken, so der Kentucky-Viaduct, die neue Niagara-Brücke, die Brücke über den Frazer-River etc., nach diesem Systeme ausgeführt worden, u. zw. waren dies lauter Fälle, wo es sich, wie bei der Forth-Brücke, darum handelte, die Montirung ohne festes Gerüste zu bewerkstelligen.

Wenn man die Wirkungsweise dieses Trägersystems in Betracht zieht, so erkennt man leicht, dass den freiragenden Balkenarmen die Aufgabe von Consolen zufällt und es erscheint daher zweckmässig, sie auch als solche auszubilden, nämlich ihnen eine vom Auflager gegen die Enden abnehmende Höhe zu geben.

Wählt man als untere Begrenzung der Console eine Parabelcurve, als obere Begrenzung eine gerade Linie und verbindet die nach diesen Begrenzungen geformten Gurte durch eine weitmaschige Ausfachung, so gelangt man zu jener Trägerform, wie sie bei der Forth-Brücke angewendet wurde.

Von der grössten Wichtigkeit für die Oekonomie der Construction ist die richtige Wahl des Verhältnisses der Länge der Consolenarme zur freien Spannweite, sowie der Höhe über den Pfeilern.

Die Feststellung dieser Dimensionen bei der Forth-Brücke hat eingehende Untersuchungen und Vergleiche nothwendig gemacht und es lässt sich ohne Eingehen in diese mühevollen und zeitraubenden Berechnungen natürlich nicht constatiren, ob die gewählten Verhältnisse auch thatsächlich die günstigsten sind.

Es erhielten hiernach die beiden grossen Oeffnungen der Forth-Brücke eine freie Spannweite von je 518.1 m und wurde die Länge der Consolenarme mit 205.7 m , d. i. mit rd. $\frac{2}{5}$ der Spannweite, angenommen, so dass der zwischen den Consolen freischwebende Halbparabelträger eine Stützweite von 106.7 m erhielt.

Die Höhe der Construction über den Auflagern wurde mit dem bedeutenden Maasse von 104.5 m , d. i. rd. $\frac{1}{5}$ der freien Spannweite, gewählt — eine Dimension, von der man eine Vorstellung bekommt, wenn wir uns erinnern, dass beispielsweise die Thürme unserer Votivkirche eine Höhe von nicht ganz 100 m haben.

Wie bemerkt, lässt sich nicht ohneweiters sagen, ob die gewählte grosse Trägerhöhe auch thatsächlich der ökonomisch günstigsten Annahme entspricht; es bedingt dieselbe einerseits zwar eine Verminderung der Gurtquerschnitte, andererseits aber eine nicht unwesentliche Gewichtszunahme in der Ausfachung und in den Querconstructionen. Was jedoch das Trägersystem an und für sich anbelangt, so lässt sich, auch ohne in einen Calcul einzugehen, erkennen, dass dasselbe im vorliegenden Falle als eine rationelle Lösung zu bezeichnen ist, denn die ökonomischen Vortheile des continuirlichen (Gelenk-)Balkens kommen bei grossen Spannweiten um so mehr zur Geltung, als dadurch eine günstige Vertheilung des Eigengewichtes der Construction erzielt wird. In der That beträgt bei der Forth-Brücke das Eigengewicht in der Mitte der freien Spannweite rd. 7.5 t pro lfd. Mtr., über den Pfeilern aber rd. 45 t pro lfd. Mtr.

Für die Wahl der Trägerform war auch die Rücksichtnahme auf die Schifffahrt bestimmend, welche eine freie Durchfahrthöhe von 45.7 m ($150'$) über Hochwasser verlangte. Dieselbe ist bei dem auszuführenden Projecte in jeder Oeffnung in einer Breite von 150 m vorhanden.

Die beiden Tragwände stehen nicht in verticalen Ebenen, sondern sie sind gegen einander geneigt, und zwar sowohl im Aufriss als auch im Grundrisse, wie aus den Fig. 2, 3 und 4 auf Bl. 23 ersichtlich ist. Im Querschnitte der Brücke stehen nämlich die Untergurte der Consolen über den Pfeilern 36.57 m ab, die Obergurte 10.06 m , während sie sich am Ende des Consolenarmes auf 9.6 m , resp. 6.78 m nähern.

Nach der letzten Modification des Projectes erhalten auch die Tragwände der mittleren Halbparabelträger eine Neigung von $1:7\frac{1}{2}$, welche dem Anlaufe der Pfeilerstände der Consolenträger entspricht. Im ursprünglichen Projecte waren sie vertical gestellt, dies hätte aber erfordert, dass die Tragwände der Consolen als windschiefe Flächen hätten ausgebildet werden müssen.

Noch wäre bei der allgemeinen Beschreibung des Ueberbaues zu erwähnen, dass die zweigeleisige Bahn zwischen den Consolenträgern von durchlaufenden Parallelfachwerksträgern getragen wird, die sich in Entfernungen von 11.9 m bis 44.2 m auf Querconstructionen stützen.

Diagonale Windverstreben sind blos zwischen den Untergurten der Tragwände angeordnet, während die Obergurte nur durch horizontale Querriegel verbunden sind. Man hat damit in ganz richtiger Weise beabsichtigt, die Horizontalkräfte auf dem kürzesten Wege auf die festen Auflager zu übertragen und die Wirkungsweise des Systems in horizontalem Sinne ist ganz ähnlich jener, hinsichtlich der Vertikalkräfte.

Ausserdem sind in der Ebene einer jeden Druckstrebe Querverbände in Form von Andreaskreuzen vorhanden.

Soviel über die Grundzüge des Systemes des eisernen Ueberbaues der Hauptbrücke.

Derselbe ruht, die beiden Endpfeiler abgerechnet, auf drei Gruppen von Pfeilern, und zwar ist unter jedem Verticalständer der Consolenträger, je ein cylindrischer Einzelpfeiler angeordnet, so dass jede Gruppe vier solcher Pfeiler enthält. Ihr Abstand in der Brückenachse gemessen ist bei den beiden äusseren Consolenträgern 47·2 m, bei dem mittleren auf der Insel Inchgarvie 82·29 m. Der Abstand der Pfeilmitten normal zur Brücke gemessen beträgt 36·6 m. Die Fundirung und Construction dieser Pfeiler wird später noch besprochen werden.

Es möge mir noch gestattet sein, einige Worte über das statische Verhalten der Construction zu sagen.

Bei dem mittleren, nach beiden Seiten frei ausragenden Consolenträger werden für den unbelasteten Zustand oder für eine symmetrische Belastung der angrenzenden Spannweiten die Pfeilerdrücke gleich gross. Bei einer unsymmetrischen Belastung wird dies zwar nicht mehr der Fall sein, aber es sind die Auflagerdrücke noch immer statisch sehr einfach bestimmbar; sie werden auch bei voller einseitigen Belastung in Folge des grossen Abstandes der Pfeiler nicht negativ, ja die Verankerungen an den Pfeilern treten auch dann noch nicht in Action, wenn gleichzeitig auch noch der, nach Vorschrift des englischen Handelsamtes mit 273 kg pro 1 m² (56 Pfd. pro 1 □') angenommene maximale Winddruck auf die Brücke einwirkt.

Ich habe einige Grenzwerthe dieser Pfeilerdrücke nach den mir zur Verfügung stehenden Angaben annähernd berechnet.

Tabelle I.

Pfeiler auf Inchgarvie	Vertical-Druck auf einen Pfeiler		Druck pro 1 m ² Pfeilerbasis
	Maximum	Minimum	
Unbelastete Brücke	3853 t	3853 t	
Eine Oeffnung belastet mit 6·7 t pro lfd. Mtr.	6027 t	2546 t	
Eine Oeffnung belastet und gleichz. maxim. Winddruck auf beiden Oeffnungen	7735 t	838 t	
Beide Oeffnungen belastet und gleichz. maxim. Winddruck..	7572 t	4156 t	
Eine Oeffnung belastet und gleichz. maxim. Winddruck auf eine Oeffnung	Vertical-Druck	Vertical-Druck	Maximum
	6916 t	3435 t	
	Horizont.-Druck	Horizont.-Druck	
	2255 t	1353 t	88—131·2 t

Wenn hienach die Bestimmung der Auflagerdrücke bei dem mittleren Consolenträger ziemlich einfach ist, so gilt dies schon nicht mehr in dem gleichen Maasse von den inneren Spannungen. Die Vertheilung des Auflagerdruckes auf die Verticalständer und die im Pfeilerfelde angeordneten Kreuzstreben lässt sich nämlich nur auf Grund der elastischen Deformationen ermitteln, was aber die vorhergehende Kenntniss der Querschnitts-Dimensionen erfordert.

Wesentlich schwieriger wird aber die Bestimmung der auftretenden Kräfte bei den äusseren Consolenträgern. Hier sind unter jedem Träger drei Auflager vorhanden und es wird die Druckvertheilung ganz und gar von der Montirung und ferner davon abhängen, ob die Pfeiler keinen ungleichen Setzungen unterworfen sind. Die Montirung des Ueber-

baues der grossen Oeffnungen ist nämlich so geplant, dass zunächst über jeder Pfeilergruppe die thurmartige Construction mit Hilfe von festen Gerüsten aufgebaut wird; dann soll der Ausbau nach beiden Seiten beginnen und sollen also die Consolenarme freitragend montirt werden. Auch die Montirung der mittleren Halbparabelträger ist in der Weise gedacht, dass sie provisorisch mit den Enden der Consolenarme verbunden und von diesen aus vorgestreckt werden.

Denkt man sich in dieser Art einen der äusseren Consolenträger montirt, so ist klar, dass bei gleichmässigem Ausbau nach beiden Seiten die Endstütze so lange ohne Reaction wäre, bis nicht die der grossen Oeffnung zugekehrte Console durch den anschliessenden Halbparabelträger belastet würde. In der fertigen Brücke würde aber dann das flussseitige Pfeilerpaar immer wesentlich stärker belastet sein, als das landseitige. Dem liesse sich allerdings dadurch begegnen, dass man die landseitige Console bei der Montirung künstlich belastet, am einfachsten in der Weise, dass man mit der Montirung der gegen den Fluss vorgestreckten Console etwas zurückbleibt und schon vor deren Vollendung die Verankerung des Landendes in Action treten lässt. Es würde dadurch jedenfalls eine gleichmässiger Druckvertheilung auf die Mittelpfeiler der Console erzielt werden. Man sieht aber, dass sich diese Druckvertheilung durch die Montirung innerhalb ziemlich weiter Grenzen beeinflussen lässt.

Angenommen, dass man diese Montirungsspannung auch mit dem genauen Maasse zu ermitteln in der Lage wäre, und dass sich bei der Verankerung des Landendes keine störenden Temperatureinflüsse geltend machten, so bleibt dann noch immer die Bestimmung der Druckvertheilung auf die drei Auflager bei wechselnder Belastung eine ziemlich schwierige Aufgabe, welche nur unter Rücksichtnahme auf die elastischen Deformationen zu lösen ist und umständliche Rechnungen erfordert. Wären gar noch Pfeilersetzungen zu gewärtigen, welche man allerdings in Anbetracht des festen Baugrundes nicht glaubt befürchten zu müssen, so könnten in diesen Endconsolen ziemlich differirende Spannungen auftreten.

Diese Unbestimmtheiten in dem statischen Verhalten der Construction, für welche der Sicherheits-Coëfficient aufgenommen muss, liessen sich auf zweifachem Wege vermeiden; entweder dadurch, dass man auf die doppelte Auflagerung verzichtet, also in der Mitte der Console nur einen Verticalständer anordnet, oder indem man unter Beibehaltung der doppelten Auflagerung die Diagonalstreben in dem Pfeilerfelde weglässt. Die erste Anordnung, welche übrigens in dem ursprünglichen Projecte geplant war, ist wohl durch die in Aussicht genommene Montirungsweise ausgeschlossen, dagegen hätte es gar keinen Anstand gehabt, die Diagonalstreben in den äusseren Pfeilerfeldern wegzulassen. Die bereits erwähnte Niagara-Brücke gibt hiefür ein Beispiel, und ich möchte beinahe glauben, dass die amerikanischen Ingenieure, welche, und zwar mit vollem Rechte, so grossen Werth auf eine statische Bestimmtheit ihrer Construction legen, auch bei der Forth-Brücke diese Anordnung gewählt hätten.

Ich komme nun dazu, Einiges über die Details der Construction zu sagen.

In dieser Hinsicht ist es vor Allem als ein wichtiger und charakteristischer Zug anzuführen, dass sämtliche auf Druck beanspruchte Haupttheile der Consolenträger in Röhrenform mit kreisförmigem Querschnitte ausgebildet sind. Es unterliegt keinem Zweifel, dass dies für so lange Streben, wie sie bei der Forth-Brücke nothwendig werden, eine sehr günstige Form ist, und Herr Baker folgert auch aus einigen von ihm angestellten Versuchen, dass eine Röhre mit kreisförmigem Querschnitte eine um ca. 15% grössere Strebefestigkeit besitzt, als eine solche mit rechteckigem Querschnitte. In der vollwandigen Röhre arbeitet überdies der volle Querschnitt, während bei der rechteckigen Strebe mit vergitterten Seitenwänden diese Vergitterung nicht in den nutzbaren Querschnitt einzurechnen ist. Endlich bietet die runde Röhre dem Winde eine geringere Angriffsfläche, nach der Regel Borda's nur die Hälfte von jener eines ebenflächigen Constructionstheiles.

Es ist sonach der Untergurt der Consolenträger als eine Röhre ausgebildet, deren Durchmesser von 3.66 m am Auflager allmähig bis auf 1.52 m abnimmt. Im stärksten Querschnitte, welcher auf Bl. 24, Fig. 13 verzeichnet ist, ist die Röhre aus 31.7 mm starken Blechen zusammengesetzt und zwar sind in ihrem Umfange 10 solcher Blechplatten angeordnet, welche übereinander gelascht sind. Zur Versteifung dienen 10 der Länge nach durchlaufende, starke T-Eisen, deren Steg mit doppelten Winkeln gesäumt ist und die überdies in Distanzen von je 2.44 m durch Ringe abgesteift sind. Die die Röhre zusammensetzenden Bleche sind 4.88 m lang und die Stösse, in welchen sich die Bleche mit gehobelten Flächen berühren, sind um die halbe Blechlänge versetzt. Die Herstellung dieser Rohre werde ich später noch besprechen.

Der Maximal-Querschnitt dieser Druckgurte enthält 5354 cm², der schwächste Querschnitt am Ende 774 cm² nutzbare Fläche. Die 104.5 m hohen Verticalständer sind gleichfalls Röhren von 3.66 m Durchmesser und 2374 bis 3019 cm² Querschnittsfläche. Die Druckstreben, welche eine Länge bis zu 102.7 m erhalten, werden als kreisrund oder oval gestaltete Röhren mit 2.44 m bis herab auf 0.9 m Durchmesser ausgeführt, ihr nutzbarer Querschnitt beträgt 1277 bis 471 cm².

Sämmtliche auf Zug beanspruchte Theile, desgleichen auch die Windstreben und Querverbindungen, sind dagegen als rechteckiger Kasten mit Vergitterung der Seitenflächen ausgeführt. Auf Bl. 24 sind die Querschnitte der Zuggurte dargestellt; hienach repräsentirt ein solcher Zuggurt für sich allein in seinen Höhen- und Breiten-Dimensionen eine gewöhnliche Eisenbahn-Gitterbrücke von 30 bis 40 m Spannweite. Seine nutzbare Querschnittsfläche beträgt 3264 bis 387 cm². In ähnlicher Weise sind auch die Zugdiagonalen mit einem nutzbaren Querschnitte von 1052 bis 432 cm² construirt.

So vortheilhaft die Röhrenform für die auf Druck beanspruchten Theile erscheint, so ist andererseits nicht zu leugnen, dass sie hinsichtlich der Knotenpunkts-Verbindungen constructive Schwierigkeiten bietet; letztere erfordern eine schwierige und theure Arbeit, wie sie in ähnlicher Weise etwa nur im Schiffbau vorkommt. Die Verbindungen sind zumeist sehr complicirter Natur, denn es sind in einem Knotenpunkte 5—6 Theile an den Druckgurt angeschlossen.

Im Allgemeinen ist das Princip beobachtet, die Gurte ohne Schwächung durchgehen zu lassen und die röhrenförmigen Theile mittelst nach Schablonen gekrümmten Blechen anzuschliessen und an der Anschlussstelle innere Absteifungen anzubringen.

Was die Frage des Materials betrifft, so stand es gleich von allem Anfange an fest, für den Ueberbau der grossen Oeffnungen ausschliesslich Stahl zu verwenden. In Betreff des Verhaltens dieses von manchen Brückenconstructuren noch gemiedenen Materiales gibt man sich gar keinen Befürchtungen hin. Herr Baker sagt hierüber: „Die Eigenthümlichkeiten des Stahles sind nunmehr genügend bekannt und unter anderen zu beobachtenden Vorsichten ist es insbesondere wünschenswerth, die auf Zug beanspruchten Verbindungen so zu entwerfen, dass sich die Spannungen nicht längs einer Nietlochreihe übertragen. Ueberdies erfordern etwaige Arbeitsmängel bei Stahl einen entsprechenden Sicherheitsfactor bei den Verbindungen gezogener Theile.“

Es wurde demgemäss für die Nietverbindungen angenommen, dass bei auf Zug beanspruchten Theilen die Summe der Scheerflächen der Niete gleich dem anderthalbfachen Nutzquerschnitt des zu befestigenden Stabes ist, wogegen bei gedrückten Theilen, die sich mit gehobelten Flächen berühren, nur die halbe Fläche durch die Nieten ersetzt wird.

Für die Forthbrücke wird ein ziemlich harter Siemens-Landore Stahl verwendet. Die Specificationen schreiben vor: für Zugglieder: Stahl von 4720—5200 kg pro 1 cm² Zerreiissfestigkeit und 20% Elongation in 203 mm langen Probestäben.

Für Druckglieder: Stahl von 5350—5830 kg pro 1 cm² Zerreiissfestigkeit und 17% Elongation.

Für Nieten: Stahl von 4250 kg pro 1 cm² Zerreiissfestigkeit, 30% Längendehnung und einer Scheerfestigkeit von 3460—3780 kg pro 1 cm².

Endlich steht für gewisse Theile: wie Ankerplatten etc., Gussstahl in Verwendung von 4720 kg pro 1 cm² Zerreiissfestigkeit und 8—10% Längendehnung.

Ein sehr wichtiger Punkt war natürlich die Festsetzung der zulässigen Inanspruchnahme. Das englische Handelsamt schreibt bloß vor, dass dieselbe den vierten Theil der Grenzfestigkeit des verwendeten Stahles nicht übersteigen dürfe. Thatsächlich rechnen auch noch in ganz England die Ingenieure mit constanten Coëfficienten für die Inanspruchnahme, ohne von dem durch die Wöhler'schen Versuche erwiesenen Gesetze Notiz zu nehmen. Es darf uns dies übrigens nicht wundern, hat sich ja doch nicht einmal noch in Deutschland, dem Stammlande der Brückentheorie und auch nicht bei uns, die neuere Dimensionsberechnung allgemeine Geltung verschaffen können.

Herr Baker, ein wissenschaftlich durchaus auf der Höhe der Zeit stehender Ingenieur, gab sich aber mit der herkömmlichen Berechnungsweise unter Annahme eines constanten Coëfficienten nicht zufrieden. Wenn er es auch unterlässt, die Abhängigkeit der zu wählenden Inanspruchnahme von dem Wechsel der Belastung durch eine Formel auszudrücken oder eine der bekannten Formeln hiefür zu

benützen, so erreicht er doch im Wesentlichen das gleiche Resultat, indem er eine gewisse Anzahl verschiedener Coëfficienten annimmt.

So wurde bei der Forth-Brücke mit drei verschiedenen Coëfficienten gerechnet und zwar auf Grund der folgenden Regeln:

Es wurde die Grenzfestigkeit des Stahles angenommen:

1. Für eine constante Last mit 4720 kg pro 1 cm².
2. Für eine zwischen Null und einer gewissen Grösse wechselnde Last mit 3150 kg pro 1 cm², wenn der Spannungswechsel häufig eintritt, und mit 3540 kg pro 1 cm², wenn dies, wie bei Beanspruchung durch Stürme, selten geschieht.
3. Für wechselnden Zug und Druck mit 1575 kg bei häufigem und mit 2360 kg pro 1 cm² bei seltenem Wechsel.

Die zulässigen Inanspruchnahmen für die gezogenen Theile wurden zu ein Drittel dieser Grenzfestigkeiten festgesetzt.

Für die gedrückten Theile stellt Herr Baker auf Grund eigener und fremder Versuche die nachstehenden empirischen Regeln auf:

$$k = (0.44 - 0.002 m) (t + 2835) \text{ kg pro } 1 \text{ cm}^2 \text{ für Röhren}$$

$$k = (0.40 - 0.004 m) (t + 2835) \text{ " " " " Gitterdruckstreben.}$$

Hierin bezeichnet m das Verhältniss von Länge zum Durchmesser des Stabes und t ist die Grenzfestigkeit des Stahles mit Rücksicht auf den Spannungswechsel, wobei jedoch die unter 1, 2, 3 hiefür angegebenen Werthe im Verhältnisse von $\frac{34}{30}$ grösser zu nehmen sind, da für die gedrückten Theile ein in diesem Verhältnisse härterer Stahl verwendet wird.

k gibt alsdann jene Spannung, welche ein erstes Ausknicken hervorruft und hiervon nimmt Herr Baker 40 % als zulässige Inanspruchnahme der Druckstreben.

In den nach vorstehenden Regeln dimensionirten Theilen der Forthbrücke übersteigt, auch unter dem combinirten Einflusse von Eigengewicht, zufälliger Last und Winddruck die Beanspruchung nirgends 1180 kg pro 1 cm², natürlich hiebei abgesehen von Secundärspannungen, welche letztere allerdings in einem so steif construirten Fachwerke nicht ganz ausbleiben können.

Tabelle II.

Gesamt.	Eigengewicht		Zufäll. Last		Winddruck		Total	
	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²	Spannung pro 1 cm ²
Tonnen								
Untergurte	2318	0.44	1038	0.19	2967	0.55	6323	1.18
Obergurte	2289	0.69	1013	0.32	553	0.17	3855	1.18
Verticalständer	1575	0.52	716	0.24	1040	0.35	3331	1.11
Diagonalen (Druckstreben)	815	0.65	170	0.13	420	0.33	1405	1.11
" (Zugstreben)	766	0.72	189	0.19	197	0.19	1152	1.10
Horizontale Windkreuze	81	0.14	5	0.02	269	0.47	355	0.63
Verticale	43	0.08	172	0.32	110	0.20	325	0.60
Mittlerer Halbparabelträger (Obergurt)	342	0.38	308	0.35	185	0.22	835	0.95
" " (Untergurt)	335	0.36	306	0.33	251	0.28	892	0.97

Die Tabelle II gibt eine Zusammenstellung der Spannungen in den meist beanspruchten Theilen des Ueberbaues der Forthbrücke.

Hiezu ist zu bemerken, dass das Eigengewicht der Consolenträger, wie bereits erwähnt, 7.6 bis 45 t pro lfd. Mtr. beträgt, und dass die Verkehrslast mit 3.33 t pro Geleis und pro lfd. Mtr. angenommen, beziehungsweise dass hiefür ein Lastenzug, bestehend aus zwei Locomotiven mit zusammen 144 t und 60 Waggonen von je 15 t der Berechnung zu Grunde gelegt wurde.

Hinsichtlich des anzunehmenden Winddruckes waren die Vorschriften des englischen Handelsamtes maassgebend, welche seit dem Einsturze der Tay-Brücke verlangen, dass 1. ein maximaler Winddruck von 273 kg pro 1 m² (56 Pfd. pro 1 □') berücksichtigt, und dass 2. je nach dem Verhältnisse der durchbrochenen zur vollen Fläche die ein- bis zweifache Ansichtsfläche der Brücke als dem Winde ausgesetzt angenommen werde.

Bei der Forth-Brücke hat man demgemäss mit einem Winddruck von 273 kg pro 1 m² gerechnet und als gedrückte Fläche die doppelte Ansichtsfläche der Brücke mit Abschlag von 50 % für die Röhrentheile angenommen. Es beträgt hienach der Winddruck auf den Ueberbau einer grossen Oeffnung ca. 2000 t und auf das ganze Bauwerk (ohne Viaducte) gegen 8000 t. Die hienach berechneten Spannungen werden sehr bedeutend, ja sie machen im Unterwurte sogar den Hauptantheil an der Gesamtspannung aus.

Bekanntlich enthalten die Annahmen, wie wir Grösse und Einwirkung des Windes auf unsere Constructionen berücksichtigen, noch sehr viel Willkürliches und wir sind in völliger Ungewissheit über den Sicherheitsgrad, den diese Annahmen bieten, obwohl schon viele Ingenieure bemüht waren, entweder durch Experimente oder durch theoretische Untersuchungen hierüber Aufschlüsse zu erhalten.

Auch die Herren Baker und Fowler haben diese Lücke gefühlt, als sie daran gingen, ein Bauwerk zu entwerfen, bei welchem der Winddruck naturgemäss eine sehr grosse Rolle spielen musste. Sie haben sich daher auch nicht mit den vom Gesetze dictirten Vorschriften begnügt, sondern es auch unternommen, durch eine Reihe interessanter Versuche in diese Frage einige Klarheit zu bringen.

Es mag vielleicht in Anbetracht der allgemeinen Wichtigkeit des Gegenstandes gestattet sein, auf diese Versuche mit einigen Worten einzugehen.

Zunächst handelte es sich um eine Controle für die angenommene Grösse des Winddruckes.

Die exponirte Lage des Bauwerkes und das unglückliche Beispiel der Tay-Brücke rechtfertigte wohl eine entsprechend hohe Annahme, allein man konnte anderseits die nicht unbegründete Vermuthung aussprechen, dass Flächen von grosser Ausdehnung auch bei den stärksten Stürmen nicht gleichzeitig an allen Stellen von dem grossen Drucke getroffen werden.

Um hierüber Aufschluss zu erhalten, wurden vor etwa zwei Jahren auf dem erhöhten Theile der Insel Inchgarvie drei selbstregistrirende Anemometer aufgestellt, von welchen zwei eine Druckfläche von 0.14 m², das dritte hingegen eine solche von 27.9 m² besitzt. Einer der beiden kleinen Apparate

ist so montirt, dass er sich in die jeweilige Windrichtung einstellen kann, während die beiden andern Apparate normal zu den vorherrschenden West-Winden fixirt sind.

Die bisherigen Aufzeichnungen der auf ihre Uebereinstimmung früher sorgfältig geprüften Apparate haben nun thatsächlich ergeben, dass die grosse Drucktafel stets einen etwa um ein Drittel kleineren Winddruck registrirte, als die beiden kleinen Apparate.

Während dieser zweijährigen Versuchsdauer wurde auch einmal (im Jänner d. J.) ein sehr starker Sturm beobachtet, welcher den Zeiger des kleinen Anemometers bis an die Scalengrenze trieb und dadurch einen Druck von mindestens $317 \text{ kg pro } 1 \text{ m}^2$ registrirte.

An anderen Orten der englischen Küste sollen bei dieser Gelegenheit sogar Windgeschwindigkeiten von $53.6\text{--}67 \text{ m pro Secunde}$ ($120\text{--}150$ engl. Meilen pro Stunde) gemessen worden sein. Diese Geschwindigkeiten würden (nach der Formel $w = 0.125 v^2$) auf eine Intensität von $560 \text{ kg pro } 1 \text{ m}^2$ schliessen lassen. Allerdings waren solche Windstösse nur von ganz kurzer Dauer, und Herr Baker ist der Ansicht, dass sie selbst von seinen Anemometern in übertriebenem Maasse registrirt wurden. Wie er sich nämlich später an seinen Apparaten überzeigte, konnte er durch einen plötzlich angewandten Druck ein viel weiteres Ausschnellen des Zeigers bewirken, als dem thatsächlichen Drucke entsprach.

Wenn sonach diese Versuche nur neuerdings von der bekannten Unzuverlässlichkeit der Anemometer-Angaben bei starken Stürmen überzeugen, so erscheint doch durch sie die Thatsache in befriedigender Weise erwiesen, dass sich auf grosse Flächen eine geringere Windintensität äussert, als auf kleine. — Man muss hienach annehmen, dass die Windstösse nur eine beschränkte seitliche Ausdehnung haben, und dass es mithin zulässig wäre, bei Bauwerken von grosser Erstreckung mit kleineren Winddruckcoefficienten zu rechnen.

Wesentlich schwieriger steht die Frage hinsichtlich der Angriffsfläche, welche unsere Eisenconstruktionen mit ihren vielen, einander deckenden Theilen und complicirten Formen dem Winde bieten.

Wir müssen uns in dieser Hinsicht bei dem Mangel an Erfahrungsdaten bisher mit mehr oder weniger willkürlichen Annahmen begnügen. Experimente sind aber, soferne es sich um wirkliche Erprobung von Construktionen oder Modellen im Winde handelt, äusserst schwierig vorzunehmen. Dies haben auch die Herren Baker und Fowler gefunden und sie sind daher auf eine Versuchsmethode verfallen, der man den Vorzug grosser Einfachheit nicht absprechen kann, wenngleich die Verhältnisse der Wirklichkeit vielleicht nicht ganz gleichkommen. Immerhin werden aber die gewonnenen Resultate zur Beurtheilung der Richtigkeit unserer bisherigen Annahmen viele Anhaltspunkte bieten und in dieser Beziehung ist ihnen ein grosser praktischer Werth nicht abzuleugnen.

Die Versuche wurden in folgender Weise angestellt: Auf einen vollkommen äquilibrirten und in seiner Mitte aufgehängenen Balken wurde an dem einen Ende das auf seinen Luftwiderstand zu erprobende Modell und an dem anderen Ende eine ebene Tafel von gewisser Grösse so aufgesetzt, dass das Gleichgewicht erhalten blieb.

Der an einer Schnur in horizontaler Lage aufgehängte Balken bildete so eine Art Pendel, welches man nun in Schwingungen versetzte. Es zeigte sich da sofort, welcher Balkenarm den grösseren Luftwiderstand zu überwinden hatte; derselbe blieb nämlich gegen den andern zurück, und der Balken verdrehte sich, wobei nur die Torsion der Schnur entgegenwirkte.

Man konnte auf diese Weise durch Probiren die Grösse der vollen Tafel ermitteln, welche der Luft, also auch dem Winde, denselben Widerstand entgegensetzte, als das in Untersuchung gezogene Modell.

Es erwies sich diese Untersuchungsmethode, so primitiv sie aussieht, doch als ziemlich empfindlich.

Von den Resultaten, welche diese Versuche ergeben haben, will ich nach den Mittheilungen des Herrn Baker nur einige der wichtigeren anführen. Es wurden zunächst zwei volle ebene Scheiben hintereinander gestellt und auf ihren Luftwiderstand untersucht. Da zeigte sich nun, dass bei einem

Abstand der Scheiben	der Luftwiderstand	} einer einz. Scheibe
= 1.0 fachen Durchmesser,	= 1.0 fachen Widerstand	
= $1\frac{1}{2}$ " "	= $1\frac{1}{4}$ " "	
= 2 " "	= 1.4 " "	
= 3 " "	= 1.6 " "	
= 4 " "	= 1.8 " "	

Wurden mehr Scheiben (3–4) hintereinander gestellt, so war der Widerstand nur um wenig grösser, als bei Hineinweglassung der zwischenliegenden Scheiben; so ergab sich, dass bei vier Scheiben, mit einem Abstand der äusseren Scheiben gleich dem $3\frac{1}{2}$ fachen Durchmesser, der Luftwiderstand ebenfalls 1.8 betrug.

Es ist dies ein nicht unwichtiges Resultat, denn es weist darauf hin, dass Fachwerksbrücken mit doppelten Tragwänden keinen wesentlich grösseren Winddruck erfahren, als solche mit zwei einfachen Wänden.

Dies wurde auch durch weitere Versuche bestätigt, die mit durchbrochenen Flächen, wie sie die Gitterträger bieten, angestellt wurden. Baker fand an einem Modell, welches die beiden Obergurte der Forthbrücke repräsentirte, einen Widerstand gleich der 1.75fachen Ansichtsfläche. Berücksichtigt man, dass diese Obergurte eigentlich vier Gitterträger darstellen, die sich in Abständen von 3.0 m , 6.9 m und 3.0 m befinden, so lässt sich aus diesen Resultaten folgern, dass der Einfluss mehrfacher Tragwände auf die Grösse des Winddruckes bisher wohl überschätzt wurde.

Die Versuche Baker's haben dann ferner noch ein merkwürdiges Resultat ergeben. Es zeigte sich nämlich, dass eine dichte Fahrbahntafel, welche die Träger verbindet, die Grösse des Winddruckes wesentlich reducirt. So ergaben zwei verticale Platten, welche durch eine die Fahrbahn repräsentirende Bodenplatte verbunden waren, einen Widerstand von nur 0.9, während sie ohne Boden einen Widerstand von 1.8 aufweisen. Ein Modell, welche genau die Form der Viaductbrücke besass und mit dichtem Parapet und Fahrbahn versehen war, lieferte einen Luftwiderstand, der nur 93% der Ansichtsfläche entsprach.

Es scheint sonach, dass die übliche Regel, Gitterbrücken bezüglich des Winddruckes auf mindestens die $1\frac{1}{2}$ fache Ansichtsfläche zu rechnen, einer etwas zu ungünstigen Annahme entspricht.

Ich muss es bei dieser kurzen Besprechung der Baker'schen Versuche bewenden lassen und möchte nur noch anführen, dass auch ein completes Modell der Forthbrücke in gleicher Weise in der Luft, und dann auch noch auf seinen Widerstand im Wasser geprüft wurde. Das Resultat ergab eine um etwa 9% grössere Widerstandsfläche, als sie der Rechnung zu Grunde gelegt worden. Es mag dies wohl davon herrühren, dass man den Widerstand der gekrümmten Flächen der Rohre mit 50% etwas zu niedrig veranschlagt hat.

Zu erwähnen wäre noch, dass man bei der Berechnung der Construction auch auf eine partielle Windbelastung Rücksicht genommen und also mit den denkbar ungünstigsten Fällen gerechnet hat.

Von den weiteren Constructionsdetails der Forthbrücke sei hier nur noch die Anordnung der Fahrbahn und die Auflagerung der Träger in Kürze besprochen.

Das Doppelgeleise wird, wie aus Fig. 8 auf Bl. 23 ersichtlich, von schweren Brückschienen gebildet, welche auf durchgehenden Langschwellen liegen, die in je einen, aus Blechen und Winkleisen zusammengesetzten Kasten oder Trog eingebettet sind. Diese letzteren bilden bei den äusseren Schienen gleichzeitig einen Bestandtheil der Trägergurte. — Durch diese rinnenförmige Einschliessung der Schienen hofft man die Gefährlichkeit einer Entgleisung auf der Brücke zu vermindern.

Zwischen den Schienensträngen ist die Fahrbahn mit Buckelplatten abgedeckt und befindet sich beiderseits ein 1.2 m hohes dicht abgeschlossenes Parapet, welches als eine Art Windschirm zu fungiren hat, um ein etwaiges Umwerfen von Wagen durch den Wind zu verhindern.

Was die Auflagerung der grossen Consolenträger betrifft, so ist hier gegenüber dem ursprünglichen Projecte eine Abänderung zu verzeichnen. Anfänglich war geplant, die Träger auf allen Mittelpfeilern vollkommen fest und unverrückbar zu lagern, eine Dilatation also nur an den Enden der Consolen, und am Zusammenstosse mit den Halbparabelträgern eintreten zu lassen.

Es wäre in diesem Falle nothwendig geworden, bei der Montirung eine gewisse Anfangsspannung in das, je ein Pfeilerpaar *CD*, *GH* und *LM* (Textfig. A) verbindende Röhrenstück zu bringen. Aber abgesehen davon, dass hiedurch die Anzahl der statischen Unbestimmtheiten in dem System vermehrt worden wäre, hätte man bei dieser Anordnung wohl zu erwarten gehabt, dass die Befestigungen an den Pfeilern und diese selbst sehr stark beansprucht würden, da in einer festgelagerten Röhre von über 40, resp. 80 m Länge und von so beträchtlichem Querschnitte, bei Temperaturs-Änderungen ganz enorme Kräfte entstehen müssen. (1° C. Temperatur-Differenz würde in der an ihrer Dilatation verhinderten Röhre von 5354 cm² Fläche bereits eine Spannung von 129.5 t bewirken.)

Es ist daher die nunmehr gewählte Anordnung, wonach wenigstens die Möglichkeit von Verschiebungen beim Auftreten von Kräften, die ein gewisses Maass überschreiten, vorgesehen ist, als eine wesentliche Verbesserung zu bezeichnen. Es erhält hienach die Röhre des Druckgurtes an der Auflagerstelle eine veränderte Querschnittsform, indem die

untere Abrundung allmählig in eine ebene Fläche übergeführt wird. Diese ebene Fläche wird durch eine starke Platte gebildet, die aus zwei bis drei, in gekreuzter Walzrichtung und mit versetzten Stössen übereinander liegenden, und durch versenkte Nietung verbundenen Blechen besteht und noch weiters durch aufgelegte I-Träger versteift ist. Da auf der Röhre aussen der Verticalständer und die Diagonal-Streben aufsitzen, so ist natürlich eine sehr kräftige innere Absteifung an dieser Stelle nothwendig und diese wird, wie aus der beiläufigen Skizze in Fig. 17, Bl. 24 zu ersehen ist, durch verticale und horizontale Blech-Diaphragmen erreicht, welche den auf den Umfang der Röhre abgesetzten Druck auf die horizontale Bodenplatte übertragen.

Diese Bodenplatte kann nun auf einer zweiten, ähnlich aus Blechen zusammengesetzten Lagerplatte gleiten, welche mit dem Mauerwerk des Pfeilers fest verschraubt ist. Die Druckübertragung erfolgt hier an jedem Pfeiler in einer Fläche von 51 m²; die Gleitflächen sollen eine Schmierung mit rohem Petroleum erhalten und es ist vorgesorgt, dass diese Schmiere etwa bei jedesmaligem Anstrich der Brücke erneuert werden kann.

Man hat es, trotzdem die Construction an und für sich gegen den Winddruck stabil ist, für nöthig befunden, eine Verankerung anzubringen und dienen hiezu an jedem Pfeiler 48 Stahlbolzen von je 63 mm Durchmesser und 7.3 m Länge. Um nun eine Verschiebung zu ermöglichen, hat die oberwähnte Bodenplatte Ausschnitte von 27 cm im Quadrat, durch welche die Ankerbolzen hindurchgehen. Die Niederhaltung erfolgt durch entsprechend grosse gussstählerne Deckplatten. Diese Einrichtung ist bei jeder Pfeilergruppe an drei Pfeilern gemacht. An dem vierten Pfeiler einer jeden Gruppe ist ein absolut fixes Auflager geschaffen und ist für eine rationelle Uebertragung der Horizontalkräfte dadurch gesorgt, dass hier die Bodenplatte mittelst eines kreisförmigen Zapfens von 3.6 m Durchmesser und 5 cm Höhe in eine ebensolche Vertiefung der Lagerplatte eingreift.

Es muss diese Lösung für die hier in Betracht kommenden Verhältnisse als sehr zweckentsprechend bezeichnet werden. Die Gleitlager werden hiernach nur als eine Art Sicherheits-Vorrichtung wirken, um das Auftreten unberechenbarer Spannungen zu verhindern. Bei dem auf einem Pfeiler lastenden grossen Druck (Eigengewicht 3000—3800 t) können nämlich die Gleitlager nur bei Temperatur-Extremen oder bei ausserordentlichen Windpressungen in Action treten, und selbst dann wird die Reibung noch immer eine gewisse Vertheilung der horizontalen Windkräfte auf die vier Pfeiler bewirken, so dass nicht die ganze Horizontalkraft, wie dies bei absolut beweglichen Lagern der Fall wäre, von einem Pfeiler aufgenommen werden muss. Zur Klarstellung der diesbezüglichen statischen Verhältnisse war es aber nothwendig, über die Grösse der Reibung eine möglichst zutreffende Annahme zu machen. Morin gibt den Reibungs-Coëfficienten von Eisen auf Eisen bei geschmierten Flächen mit 0.09—0.115 an, bei wenig fettigen Flächen mit 0.16 bis 0.19. Seine Versuche bezogen sich aber auf kleine Flächen unter grossem Drucke, waren also auf vorliegenden Fall nicht ohneweiters mit Sicherheit anzuwenden. Die Constructeure der Forthbrücke haben sich daher noch nach an-

deren Erfahrungsdaten umgesehen und sie fanden solche in den Widerständen, die man beim Stapellauf grosser Schiffe beobachtet hat. Hienach zeigte sich, dass bei unvollkommen geschmierten Bahnen der Reibungs-Coëfficient im Beginn der Bewegung etwa 0.125 beträgt, während der Bewegung aber wesentlich abnimmt. Bei sehr rauhen, zum Theil verrosteten Gleitbahnen hat sich jedoch die Reibung etwa mit dem doppelten Werthe herausgestellt.

Dementsprechend wurde nun bei der Forthbrücke mit zwei Grenzwerten der Reibung gerechnet, nämlich mit den Coëfficienten 0.10 und 0.25. Es wurde dabei angenommen, dass an den verschiedenen Lagerplatten gleichzeitig jene Reibungs-Verhältnisse auftreten können, welche die ungünstigste Einwirkung auf die Construction zur Folge hätten. Man kann sonach mit dieser Berechnungsweise vom Standpunkte der Sicherheit vollkommen zufrieden sein.

Noch wäre zu erwähnen, dass eine Regulirung der Lagerplatten während der Montirung leicht erfolgen kann, wenn man den abgewendeten Consolenarm belastet und den Druck auf die betreffende Platte dadurch vermindert.

Ich hätte nun noch einige Worte über die Construction der Pfeiler zu sagen, diese werden sich jedoch besser bei Besprechung der Arbeiten einfügen lassen, welche gegenwärtig am Firth of Forth in Ausführung befindlich sind.

Der Bau, der im Ganzen 2468.4 m langen Brücke (Hauptbrücke 1630.3, südlicher Viaduct 542.4, nördlicher Viaduct 295.7), welche in der Hauptbrücke 42260 t, in den Viaducten 2850 t Stahl erfordert, wurde am 21. December 1882 den Unternehmern Tancred, Arrol & Co. um die Pauschal-Summe von 1,600.000 £, d. i. ca. 19.2 Mill. Gulden übertragen.

Die von dieser Unternehmung an beiden Ufern und auf der Insel Inchgarvie errichteten provisorischen Installationen haben bereits die Kostensumme von 170.000 £ (über 2 Mill. Gulden) beansprucht. Auf dem hohen Ufer von South-Queensferry wird ein Grundstück von 8.1 ha als Werkplatz verwendet. Auf demselben befinden sich das Bureaugebäude und zwei grosse Werkstätten von ca. 7500 m² Grundrissfläche, in welchen die Brücken-Construction angearbeitet wird. Diese Werkstätten stehen in directer Verbindung mit der North-British-Railway, welche das Stahlmaterial anliefert. (Siehe Situationsskizze in Fig. 6 auf Bl. 23.) Mittelst einer Drahtseilrampe mit Maschinenbetrieb wird die Verbindung mit der eigentlichen Baustelle hergestellt und zwar zunächst mit einer hölzernen Dienstbrücke von 15 m Breite, welche zwei Geleise trägt und bei einer Länge von ca. 670 m bis zur ersten Hauptpfeilergruppe reicht. Desgleichen sind auf der Insel Inchgarvie Schoppen und Bureaus, sowie (wegen des Felsbodens und der exponirten Lage) eiserne Gerüstungen für den Pfeilerbau errichtet und ähnlich sind die Anlagen auch am nördlichen Ufer zu North-Queensferry.

Die Bodenbeschaffenheit ist der Pfeilergründung, wie ich schon erwähnt habe, sehr günstig. Vom südlichen Ufer weg wird Sandsteinfels, dann sehr fester Thon mit eingebetteten Steinen, weiterhin mit Sand überlagert angetroffen. Auf Inchgarvie und am Nord-Ufer stehen die Pfeiler wieder auf Fels (Trappgestein). Erschwernisse bieten nur der

Fluthwechsel, welcher 5.5 m beträgt, die zum Theil exponirte Lage und bei einigen Pfeilern die grosse Wassertiefe.

Die für die englische Bauweise gewissermaassen charakteristische Vorliebe für die Fundirungs-Methode mittelst Fangdämmen finden wir auch bei der Forthbrücke ausgesprochen. Sämmtliche im Wasser stehende Viaduct-Pfeiler wurden innerhalb Fangdämmen gegründet. Ein bemerkenswerthes Beispiel einer derartigen Fundirung bietet der südliche Endpfeiler der Hauptbrücke. Derselbe erforderte einen Fangdamm von ca. 23 m Breite und 38.4 m Länge. Die Umschliessung der Baugrube wird hier durch zwei Reihen 30 cm starker Pfähle bewirkt, welche bei 14 m Länge 6.4 m tief eingerammt sind und einen 1.2 m starken Lehmkern zwischen sich einschliessen. Die Fangdammwände sind nach aussen durch schräge Strebepfähle, nach innen mittelst Querriegel in Form von Sprengwerken verstrebt und mittelst Ketten verhängt.

Es wurde zuerst nur der halbe Fangdamm ausgeführt, die Baugrube trocken gelegt und in der Mitte ein Versuchsschacht getrieben. Erst nachdem man sich überzeugt hatte, dass ein sehr fester Thon in einer Tiefe von ca. 10 m unter H. W. zu erreichen war, wurde der Fangdamm ergänzt und die Fundamentsohle in die bezeichnete Tiefe gelegt.

Bei meinem Besuch der Baustelle im August d. J. war das Mauerwerk dieses Pfeilers schon nahe bis zur Hochwasserhöhe aufgeführt. Desgleichen waren die Mehrzahl der Viaduct-Pfeiler bereits bis zu jener Höhe (ca. 5 m über Hochwasser) vollendet, wo es beabsichtigt ist, die auf festen Gerüsten zu montirenden Träger der Viaduct-Brücken (continuirliche Träger über je zwei Oeffnungen zu 51.2 m Spannweite) aufzulagern; letztere sollen dann, ähnlich wie dies gegenwärtig beim Neubau der Tay-Brücke geschieht, mittelst hydraulischer Pressen auf die definitive Höhe gehoben werden.

Was die Fundirung der Hauptpfeiler betrifft, so war ursprünglich beabsichtigt, diese ebenfalls ohne Benutzung des pneumatischen Verfahrens auszuführen. Von diesen Pfeilern kommen zwei auf der Insel Inchgarvie und ferner die vier Pfeiler am Nord-Ufer, in verhältnissmässig geringen Wassertiefen (im Maxim. 2 m unter Niedrigwasser) auf festen Fels zu stehen. Diese sechs Pfeiler wurden sämmtlich in trockengelegter Baugrube ausgeführt und diente zu ihrer Umschliessung bis auf Ebbwasserhöhe je ein eiserner Cylinder von 18.28 m Durchmesser, welcher, wo es nothwendig war, mit einem zweiten äusseren Ringe umgeben und durch Einstampfen von Lehm und Béton in die sich ergebenden Zwischenräume, so gut es ging, gedichtet wurde. Es war jedoch früher nothwendig, den Fels, welcher eine sehr unregelmässige, zum Theil stark abfallende Oberfläche besass, etwas zu ebnen und abzutrepfen, und dies geschah durch Sprengungen unter Wasser, wozu mit comprimierter Luft betriebene Diamant-Bohrmaschinen unter Beihilfe von Tauchern verwendet wurden.

Da diese eisernen Cylinder wegen mangelnder Steifigkeit und Dichtheit durch provisorische Aufsätze nur etwa auf 3 m über Ebbwasser erhöht werden konnten, so wurden sie von der Fluth überronnen und konnte die Arbeit daher nur bei Niederwasser ausgeführt werden.

Bei einem der Pfeiler am Nordufer, welcher in etwas grössere Wassertiefe zu stehen kam, zog man es daher vor, einen entsprechend starken, hölzernen Fangdamm zu errichten.

Von den übrigen Pfeilern müssen jene am Südufer in Tiefen von 21 bis 27 *m* unter Hochwasser auf eine harte Tegelschichte fundirt werden. Es war ursprünglich hiefür eine Art Brunnenfundirung, nämlich eine Versenkung offener eiserner Cylinder mit Baggerung des Materiales beabsichtigt. Wegen der grossen Härte des Thons entschloss man sich jedoch, die pneumatische Fundirungsweise anzuwenden und haben die Unternehmer mit Herrn Coisseau, einem für die Ausführung derartiger Arbeiten bekannten Ingenieur, einen darauf bezüglichen Subcontract abgeschlossen.

In Fig. 7 auf Bl. 23 ist ein solcher pneumatisch fundirter Pfeiler skizzirt.

Der kreisförmige Caisson erhält einen unteren Durchmesser von 21.3 *m* und eine Arbeitskammer von 2.1 *m* Höhe. Seine Wandung besteht aus zwei Blechhüllen, von welchen die innere über der Arbeitskammer cylindrisch mit einem Durchmesser von 17.0 *m* bis zum Niedrigwasser emporgeführt ist, während die äussere conisch geformt ist u. zw. ungefähr so weit der Pfeiler im Boden steckt mit einem Anlauf von 1:46, und darüber hinaus derart, dass in Niedrigwasserhöhe ein Durchmesser von 18.28 *m* vorhanden ist. Die Decke der Arbeitskammer bilden vier 5.5 *m* hohe starke Gitterträger, die durch Querträger verbunden sind.

Es sind drei Schächte von 1.06 *m* Weite vorhanden, welche oben die Luftschleusen tragen. Zwei dieser Schächte dienen für den Materialtransport; bei diesen sind die Luftschleusen anstatt mit Klapphüren mit Schiebern ausgerüstet, welche entweder mit der Hand oder mittelst kleiner hydraulischer Winden bewegt werden können. Es ist ferner eine Sicherheitsvorrichtung vorhanden, welche bewirkt, dass nicht beide Schieber zugleich geöffnet werden können. Die Förderung in Kübeln von $\frac{3}{4}$ *m*³ Inhalt erfolgt mittelst einer an der Luftschleuse montirten Dampfmaschine.

Die Caissons werden bis zur Höhe der Deckträger am Ufer fertig hergestellt, dann vom Stapel gelassen, um schwimmend an den Ort ihrer Verwendung geführt zu werden; der Obertheil wird dann daselbst anmontirt.

Durch entsprechende Ausfüllung der durch Diaphragmen abgetheilten Zwischenräume zwischen den beiden Wandblechen mit Béton, kann der Druck auf die Caissonkante während der Senkung nach Erforderniss regulirt werden.

Ende August dieses Jahres war einer von diesen Pfeilern in Versenkung begriffen. Die verdichtete Luft wurde durch drei Compressoren von 418 *mm* Kolbendurchmesser und 609 *mm* Hub geliefert. Bei dem zweiten Pfeiler war der Caisson an Ort und Stelle und sollte mit der Versenkung begonnen werden, sobald der erste Pfeiler die erforderliche Tiefe erreicht hatte. Dies geschah Ende September, wobei sich beim Anblasen ein kleiner Unfall, zum Glück ohne ernste Folgen, ereignete. Der zu wenig belastete Caisson stellte sich nämlich schief, wodurch die Luft ausblies und die Arbeiter in's Wasser geschleudert wurden; sie wurden aber sämmtlich gerettet und auch der Caisson erlitt keinen Schaden.

Der Caisson für den dritten Pfeiler in dieser Gruppe war bei meiner Anwesenheit am Lande in Montage befindlich; derselbe wurde seitdem, u. zw. am 6. October vom Stapel gelassen und bei sehr ruhiger See glücklich an Ort und Stelle gebracht.

Von den vier Pfeilern auf Inchgarvie kommen, wie oben wähnt, zwei in seichtes Wasser zu stehen und war bei meiner Anwesenheit einer von diesen Pfeilern in seiner eisernen Umschliessung bis zum Niedrigwasser aufgeführt, während der andere eben in Angriff genommen wurde. Die meiste Schwierigkeit wird hier wohl die Fundirung des südlichen Pfeilerpaares bieten. Dasselbe ist in einer Wassertiefe von 20 bis 23 *m* auf Felsen zu fundiren und zwar hat letzterer eine sehr unebene und mit $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$ abfallende Oberfläche. Es ist seitens der Unternehmer beabsichtigt, mit Hilfe von versenkten Sandsäcken zuerst eine ebene Bodenfläche herzustellen und die Pfeiler-Caissons unter Anwendung des pneumatischen Verfahrens soweit niederzubringen, bis durch Aussprengung des Felsens eine ebene Fundamentsohle geschaffen ist.

Der Innenraum der beschriebenen Caissons wird mit Béton bis auf Niedrigwasser ausgefüllt. Die benützte Mischung ist 27 Raumtheile Schlägelschotter aus Trappfelsen, 7 Raumtheile Sand und $5\frac{1}{2}$ Raumtheile Cement. Die Druckfestigkeit dieses Bétons erreicht 550 *t* pro 1 *m*² (55 *kg* pro 1 *cm*²).

Ueber Niedrigwasser erhalten die Caissons einen über Hochwasser reichenden provisorischen Aufsatz, um das Mauerwerk im Trockenen ausführen zu können. Letzteres besteht, wie auch bei allen übrigen Pfeilern, im Aeussern aus Granit (von Aberdeen), im Innern aus Bruchstein-Mauerwerk, wozu ein harter, lagerhafter Stein von Arbroath und Cementmörtel verwendet wird. Ausserdem werden in den Pfeilern, deren Höhe 11 *m* über Niederwasser ist, an der Krone, an der Basis und in halber Höhe schmiedeeiserne 38 *mm* starke, 46—90 *cm* breite Ringe eingemauert, welche dazu beitragen sollen, den Pfeiler gleichsam in einen Monolith zu verwandeln.

Nun noch einige wenige Worte über die Anfertigung der Eisenconstruction. In den Werkstätten zu South-Queensferry findet man eine reiche Serie von Maschinen, die zum grossen Theil eigens für die speciellen Zwecke, denen sie zu dienen haben, construiert wurden. So eine hydraulische Presse mit einer Druckäusserung von 2000 *t* zum Biegen der Stahlbleche, Hobelmaschinen zum Abhobeln der gekrümmten Blechkanten, Radial- und fahrbahre Bohrmaschinen zum gleichzeitigen Bohren der Gurtungen, Lagerplatten etc., eine eigens construierte Maschine zum Ausbohren der Dilatationslöcher in den Lagerplatten, hydraulische Nietmaschinen etc. Es waren bereits 3000 *t* Stahlmateriale angeliefert und hievon 930 *t* für die Montirung vorbereitet.

Eigenthümliche Erfahrungen machte man beim Biegen der Stahlbleche. Dieselben kalt zu biegen, wurde versucht, aber nicht durchführbar gefunden, denn es wäre ein viel zu grosser Druck nothwendig gewesen, um diesen über 30 *mm* starken Platten eine bleibende Biegung zu geben. Man erhitzt daher die Bleche in einem Regenerativ-Gasofen bis zum Rothglühen und bringt sie dann in die erwähnte hydraulische Presse, welche zwei nach der Krümmung ge-

formte Backen besitzt. Anfänglich zeigte sich, dass die wieder erkaltenden Bleche sich sehr unregelmässig verziehen und nicht die genaue Form behalten. Man hat verschiedene Mittel dagegen versucht (Bedecken der Platten mit Asche während des Auskühlens etc.) und hat es schliesslich am einfachsten gefunden, die kalt gewordenen Bleche nochmals einem Drucke in der Presse auszusetzen, um sie nachzurichten.

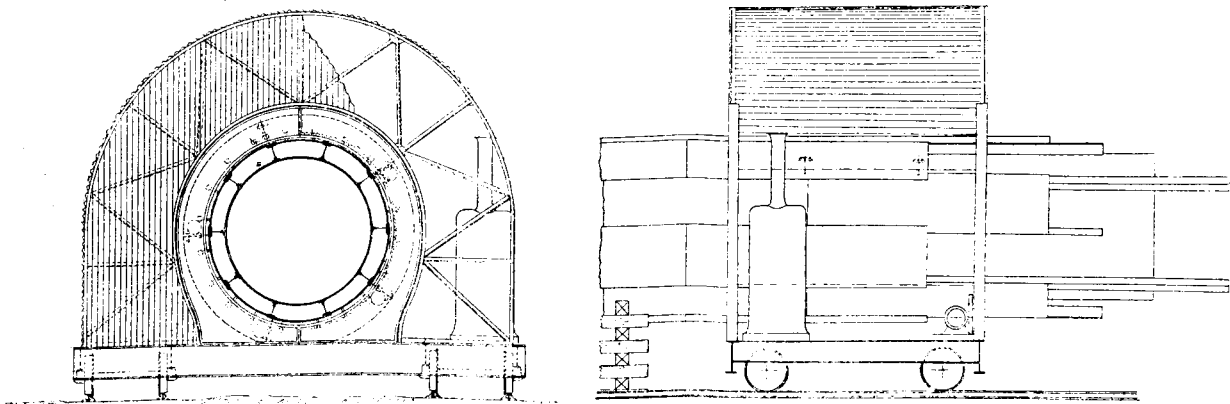
Einige Bleche haben durch ihr Verhalten beim Biegen eine gewisse Aufregung unter den Ingenieuren hervorgerufen. Bei einem Versuche, sie kalt zu biegen, sind dieselben wie Gusseisen zerbrochen. Bruchstücke von diesen Platten, welche, nachdem sie auf die Rothglühhitze gebracht und gekühlt worden waren, geprüft wurden, ergaben die normalen Festigkeiten und Längendehnungen. Das Material konnte sonach an sich nicht schuld sein. Dies zeigte sich auch daraus, dass die Platten nicht sprangen, wenn sie vorher geglüht worden waren, oder wenn man vorher die Kanten behobelt hatte. Man muss annehmen, dass in dem Material aus irgend welchen Ursachen innere Spannungen vorhanden waren, die, obwohl sie ihren Sitz nur unmittelbar längs der Kanten hatten, doch hinreichten, um die Festigkeit der ganzen Bleche in so auffallender Weise

auf welchen sich ebenso viele fahrbare Bohrmaschinen bewegen. Beistehende Figur *B* gibt eine Skizze dieser Maschine. Um eine innere, als Schablone dienende, kurze Röhre werden zunächst die Längs-Versteifungen (T-Träger) und hierauf die einzelnen Blechplatten angelegt. Die übereinander liegenden Theile werden dann gemeinschaftlich gebohrt und zwar sind acht Bohrer vorhanden, die sich nach der Längsachse und nach dem Umfang der Röhre verschieben lassen und ihren Antrieb mittelst Hanfseiltransmission von einer auf dem fahrbaren Apparat montirten Dampfmaschine erhalten. Wenn die Löcher in einer Blechlänge gebohrt sind, wird der Apparat vorgeschoben, während die provisorisch verschraubte Röhre auf hölzernen Unterlagen liegen bleibt. Die Vernietung der Bleche erfolgt natürlich erst bei der Montirung. Es sind ca. 6700 *m* solcher Rohre herzustellen. Auf eine Blechlänge (4·8 *m*) entfallen bei den 3·7 *m* weiten Rohren 1600 Nietlöcher, deren Bohren 52 Stunden erfordert. Zur Herstellung dieser Rohre dürften sonach bei gleichzeitiger Arbeit aller vier Maschinen etwa $2\frac{1}{2}$ —3 Jahre nothwendig werden.

Die Arbeitsmaschinen, sowie der ganze Bauapparat, wurden von den Vulcan Works zu Paisley geliefert. Dass dieser Apparat dem Umfange der Arbeiten entspricht, be-

Fig. B.

Skizze der fahrbaren Bohrmaschine.



1 : 150.

zu beeinträchtigen. Jedenfalls geben diese Erscheinungen einen bemerkenswerthen Einblick in das Verhalten des Stahlmaterials.

Herr Baker ist der Meinung, dass die Ursachen dieses Verhaltens in einer schlechten Manipulation beim Schneiden der Bleche unter der Scheere zu suchen sei und glaubt er daraus keine Befürchtung für das Verhalten der Construction ableiten zu sollen, weil, wie erwähnt, die Bleche vor dem Biegen geglüht und ferner alle Blechkanten sorgfältig gehobelt und alle Nietlöcher gebohrt werden, so dass Spannungen im Materiale durch die Bearbeitung möglichst vermieden werden.

Für die Herstellung der Druckglieder sind auf dem Werkplatze vier Paar Geleise gelegt von ca. je 120 *m* Länge,

darf keiner weiteren Erwähnung; in dieser Hinsicht sind ja bekanntlich die englischen Bauausführungen vielfach muster-giltig. Es sind, um dies nur kurz anzuführen, 14 Dampf-barcassen, 22 Dampfkrahne, 12 hydraulische und 38 Handkrahne in Verwendung; die motorische Kraft in den Werkstätten, ferner zur Luftcompression, zur elektrischen Beleuchtung etc. wird von 28 Dampfmaschinen geliefert. 60 Bogen- und 400 Glühlampen dienen zur Beleuchtung des Bauplatzes und der Bureauräume. Die Arbeiterzahl war während der Sommermonate ungefähr 1500.

Ich schliesse meine Mittheilungen mit dem Wunsche, dass es unseren englischen Collegen, welchen es gegönnt ist, ein so hervorragendes Werk zu schaffen, gelingen möge, dasselbe glücklich und erfolgreich zu vollenden.

Bogen-Fachwerke mit Verankerung.

Von Ingenieur **A. Schnirch.**

(Mit Zeichnung auf Blatt 25.)

Die praktische Anwendung von Bogenbrücken mit Charnier-Auflagerung ohne Scheitel-Charnier, welche durch Eisenmaterial-Oekonomie, Starrheit, sowie Schönheit der Construction unter günstigen Umständen von keinem anderen Brückensystem erreicht werden, findet häufig an der mangelnden Stützhöhe über Hochwasser ein Hinderniss, besonders wenn die Bedingung gestellt ist, die Eisenconstruction unter der Fahrbahn unterzubringen.

Mit der Vergrößerung des Verhältnisses der Spannweite zur Stützhöhe wachsen die Querschnitte umso bedeutender als der Einfluss der Temperaturdifferenzen eine Verstärkung der Querschnitte erfordert, und diese wieder eine Erhöhung des Horizontalschubs erzeugt. Es wächst mit der Grösse des Horizontalschubs ausserdem die Cubatur des Widerlags-Mauerwerks in mehr als einfachem Verhältnisse.

Ist die verfügbare Stützhöhe zu gering, so construirt man eben eine Balkenbrücke mit in sich aufgehobenem Horizontalschub und verzichtet hiemit auf das Constructions-Element, welches in der Stabilität des Pfeilers ruht und auch dann bedeutend genug ist, um beachtet zu werden, wenn der Pfeilerbau nur zur Aufnahme der verticalen Auflager-Reaction dimensionirt wird.

Die Stabilität eines Pfeilers oder Widerlags-Mauerwerks wächst in dem Maasse, als der Angriffspunkt der Horizontalschubkraft herabsinkt und erreicht in seiner Basis ihr Maximum.

Die vorhandene, zur Construction eines Bogenfachwerks unzureichende Stützhöhe kann mit der dem Pfeiler innewohnenden Stabilität zu einem, dem Lastmoment entgegenwirkenden Kraftmomente combinirt und nutzbar gemacht werden, indem der Horizontalschub auf ein der Stabilität des Pfeilers entsprechendes Maass reducirt wird.

Die theilweise Aufhebung des Horizontalschubs charakterisirt alle zu diesem Zwecke ersonnenen Bogenbrückensysteme, und kann die Ausgestaltung dieser Systeme in mannigfacher Weise erfolgen.

Hierher gehört die zuerst von Ingenieur Foeppel angeregte Construction von Bogenbrücken mit geneigter Rolllager-Auflagerung, bei welcher durch entsprechende Neigung des Roll-Lagers der Horizontalschub auf ein der Stabilität des Pfeilers in Hochwasserhöhe angepasstes Maass reducirt werden kann.

Hier soll jedoch auf ein meines Wissens neues Constructions-System des Näheren eingegangen werden, welches im Wesentlichen darin besteht, dass mit Beibehaltung der inneren Bogenconstructions-Curve eines Zwei-Charnierbogens die Auflager-Charniere in die Fundamente des Widerlagers versenkt werden und dadurch die wirksame Stützhöhe vergrößert wird.

Wird das Bogenfachwerk über die Widerlager hinaus und nach abwärts fortgesetzt, so wird durch die vergrößerte

Stützhöhe der Horizontalschub überhaupt und insbesondere der durch Temperaturdifferenzen hervorgerufene Horizontalschub, mithin auch der Gurtungsquerschnitt überhaupt und namentlich in den dem Bogenscheitel zunächst liegenden Partien herabgesetzt, und zwar in solchem Maasse, dass dadurch der Material-Mehrbedarf für die Fachwerksverlängerung nicht nur ausgeglichen, sondern unter Umständen noch eine namhafte Material-Ersparnis im Vergleich zum Zwei-Charnierbogen erzielt wird, ohne hiedurch eine bedeutende Verstärkung des Mauerwerks im Vergleich zur Balkenbrücke zu erfordern. Gegen die Zwei-Charnierbogenbrücke resultirt bei dieser Construction jedenfalls eine beträchtliche Ersparnis im Widerlags-Mauerwerk.

Soll die Stabilität des senkrechten Widerlags-Mauerwerks voll ausgenützt werden, so muss der neue Auflagerungspunkt möglichst tief im Fundamente angebracht sein; wird nun der senkrechte innere Fachwerkstab a (siehe Bl. 25) durch das Mauerwerk selbst ersetzt gedacht, dadurch, dass der im Hochwasserniveau gelegene Knoten durch einen horizontal gelagerten Rollwagen die nothwendige elastische Beweglichkeit erhält, so erscheinen die äusseren Stäbe des Fachwerks b, c, d als Verankerung des Fachwerks.

Ein in solcher Weise verankerter Bogen stellt sich in Theorie und Wirksamkeit als ein in zwei Charnieren aufgelagertes Fachwerk dar, dessen ideelles Auflager-Charnier in dem Durchschnittspunkt der Drucklinie des Rollen-Auflagers mit dem Endstab der Verankerung (b) liegt.

Die Theorie dieses Brückensystems unterscheidet sich in Nichts von jener der Bogenfachwerke auf zwei Charnieren.

Der Einfluss der Tieferlegung des Auflager-Charniers erhellt am besten aus der Formel des Horizontalschubs

$$H = \frac{\sum (r \otimes u)}{\sum (r u^2)} \quad \dots \quad (1)$$

wobei \otimes die Spannungen bedeuten, welche durch die Verticallasten und u die Spannungen bedeuten, welche die horizontale Auflager-Reaction 1 in dem Fachwerke erzeugen, ferner r der von der Spannung unabhängige Coefficient der Längenänderung $\left(r = \frac{l}{EF}\right)$ der einzelnen Stäbe ist.

Der Zähler $\sum (r \otimes u)$ stellt überdies die horizontale Deformation dar, welche der in den Auflagern frei bewegliche Bogenträger durch die verticale Knotenbelastung; der Nenner $\sum (r u^2)$ die horizontale Deformation, welche der Bogenträger durch die horizontale Auflager-Reaction 1 erleiden würde.

Da durch die Senkung der Auflager um die Grösse h die Spannungen \otimes keine Aenderung, die Spannungen u jedoch eine Zunahme im Verhältnisse von $\frac{y+h}{y}$ erfahren, wenn y die Ordinate des dem Stabe gegenüberstehenden Knoten-

punktes bedeutet, so lässt sich der Horizontalschub des verankerten Bogens H' wie folgt darstellen

$$H' = \frac{\Sigma(r \otimes u) + h \Sigma\left(\frac{r \otimes u}{y}\right)}{\Sigma(r u^2) + 2h \Sigma\left(\frac{r u^2}{y}\right) + h^2 \Sigma\left(\frac{r u^2}{y^2}\right)} \quad (2)$$

in welcher Formel der Nenner h im Quadrat, der Zähler h nur in der ersten Potenz enthält.

Die Grösse des Horizontalschubs, erzeugt durch Temperaturänderungen, ergibt sich aus

$$H_t = \pm \frac{\Delta l}{\Sigma(r u^2)}$$

beim gewöhnlichen Zwei-Charnierbogen und

$$H_t = \pm \frac{\Delta l}{\Sigma(r' u^2) + 2h \Sigma\left(\frac{r' u^2}{y}\right) + h^2 \Sigma\left(\frac{r' u^2}{y^2}\right)} \quad (3)$$

beim verankerten Fachwerk; wobei Δl die Längenveränderung der Construction zwischen den Auflagern durch die Maximal-Temperaturdifferenz von der Montirungstemperatur, und r' das durch veränderte Querschnitte nunmehr im Werthe veränderte r bedeutet.

Da H_t , durch Zunahme von r' und die von h begleiteten Glieder im Nenner, viel rascher abnimmt, als der Hebelsarm des Horizontalschubs H_t mit $y + h$ wächst, so resultirt eine viel geringere Influenz der Temperaturdifferenzen auf die Querschnittsbildung namentlich der beim Scheitel gelegenen Stäbe.

Zur faktischen Berechnung von H' für das verankerte Fachwerk wird bequemer der Kräfteplan für die horizontale und verticale Reaction = 1 direct construiert, und zwar der letztere für alle Fachwerksstäbe über den Scheitel hinaus (wie aus dem Beispiel auf Bl. 25 ersichtlich) fortgesetzt und die Summen $\Sigma(r \otimes u)$ und $\Sigma(r u^2)$ gebildet; worauf der Horizontalschub für eine im n ten Knoten liegende Last = 1 sich aus der Formel berechnet:

$$H_n = \frac{z \Sigma \left\{ r \otimes u \right\}_0^n + n \Sigma \left\{ r \otimes u \right\}_n^{n'}}{z \Sigma \left\{ r u^2 \right\}_0^n} \quad (4)$$

wobei z die Gesamtzahl der gleich weiten Fachwerksfelder, n die Ordnungsnummer des belasteten Knotens und n' jene des symmetrisch gelegenen Knotens bedeutet.

Die elastischen Deformationen durch Belastung werden naturgemäss grösser sein, als beim Bogenfachwerk ohne Verankerung, ohne jedoch die Grösse jener Einsenkungen des Balkenfachwerks von gleicher Trägerhöhe zu erreichen.

Die Deformation des Bogens durch Temperaturdifferenzen sind in Folge des bedeutend geringeren Horizontalschubs, welchen Temperaturdifferenzen in diesem Systeme bewirken, entsprechend geringer als beim Zwei-Charnierbogen. Die Bewegung in den beiderseitigen Roll-Lagern wird nur ein Bruchtheil der beim Balkenfachwerk auftretenden Horizontalverschiebung sein.

Berechnung der Deformationen.

Zur Beurtheilung der Starrheit dieses Systems genügt es

a) die Einsenkung des Bogenscheitels durch Maximalbelastung aller Knoten,

b) dieselbe durch Temperaturdifferenzen,

c) die Veränderung der Stützweite in dem Maasse der Roll-Lagerbewegung kennen zu lernen.

ad a) Der Betrag der Scheitelsenkung ergibt sich hinreichend genau aus dem mittleren Werth aller Knotensenkungen; und letzterer ($\Delta y'$) kann sehr einfach aus den Systemspannungen für 1 t Eigenlast gefunden werden.

Da die Summe der Senkungsarbeit aller Knoten gleich ist der inneren Deformationsarbeit, so ist

$$\Delta y' = \frac{P_m \Sigma [r S^2]}{z}$$

wobei P_m die Mobillast pro Knoten, S die Systemspannungen bei gleichmässiger Belastung aller Knoten mit 1 t, z die Knotenanzahl ist.

Wird ein parabelähnliches Deformationspolygon vorausgesetzt, so ist die tiefste Einsenkung

$$\Delta y = \frac{3 P_m \Sigma [r S^2]}{2 z} \quad (5)$$

ad b) Die Hebungen und Senkungen des Brückenscheitels durch Temperaturdifferenzen sind, wenn der durch dieselben hervorgerufene Horizontalschub berechnet ist (H_t), und u und s die durch eine horizontale und verticale Auflager-Reaction (gleich der Krafteinheit) erzeugten Spannungen sind ferner l die halbe Spannweite bezeichnet.

$$y_t = \pm H_t \Sigma [r \otimes u]_0^l \quad (6)$$

ad c) Die Bewegung der Roll-Lager Δl lässt sich gleichfalls nach der Formel

$$\Delta l = \Sigma [r \otimes u']_0^l$$

berechnen, wobei \otimes die Spannungen durch totale Mobillast und u' die Spannungen sind, welche eine am Roll-Lagerknoten angebrachte nach aussen gerichtete Horizontalkraft $H = 1$ erzeugt. Um jedoch u' berechnen zu können, ist vorerst nöthig, die Horizontal-Reaction H' im ideellen Auflager-Charnier zu finden, welche obige Horizontalkraft hervorbringt.

Diese ist nach dem Satze vom Minimum der Deformationsarbeit

$$H' = - \frac{\Sigma(r s u)}{\Sigma(r u^2)}$$

wobei s die Spannungen, welche $H = 1$ allein wirkend und u die Spannungen, welche $H' = 1$ allein wirkend im Fachwerke erzeugt.

Wird s durch u ausgedrückt, so ist

$$s = \frac{y}{h + y} u,$$

es kann s jedoch schneller aus einem Kräfteplane bestimmt werden.

Nunmehr ist die Spannung

$$u' = H' u - s$$

$$u' = H' u - \left(\frac{y}{y + h} \right) u$$

daher

$$\Delta l = H' \Sigma [r \otimes u]_0^l - \Sigma \left[\frac{r \otimes u y}{y + h} \right]_0^l \quad (7)$$

die Rollwagenbewegung durch Temperaturdifferenzen wird

$$\Delta h = H_t \left\{ \Sigma(r u^2)_0^l - \Sigma \left(\frac{r y u^2}{y + h} \right)_0^l \right\} \quad (8)$$

Die Anwendbarkeit dieses Systems erfordert weder eine zu bedeutende noch eine zu geringe freie Stützhöhe im Verhältnisse zur Stützweite, um ökonomisch wirken zu können. Bei zu grosser Stützhöhe ist die Verankerung überflüssig, bei zu geringer Stützhöhe wird die Fachwerkswand am Auflager (unter Beibehaltung einer horizontalen Obergurtung) zu niedrig und die Biegemomente ebendort zu gross. Das günstigste Stichverhältniss dürfte zwischen $\frac{1}{10} - \frac{1}{20}$ liegen.

Durch den Raumbedarf für die Verankerung ist dieses System vorzugsweise für Bogenbrücken mit einer Spannweite berechnet. Es ist jedoch klar, dass auch bei einer Brücke mit zwei Spannweiten und einem Mittelpfeiler die einseitige Anwendung der Verankerung noch immer mit Vortheil und Ersparniss in der Dimensionirung des Land- und Flusspfeiler-Mauerwerks verbunden sein wird.



Das Bogenfachwerk mit Verankerung bietet in der Hauptsache folgende Vortheile:

1. Verringerung des Einflusses der Temperaturdifferenzen.

2. Ersparniss in der Kubatur des Widerlags-Mauerwerks.

Knoten	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	I—XIV—I'
H_N	0.115	0.228	0.340	0.445	0.557	0.661	0.764	0.855	0.942	1.021	1.090	1.148	1.189	1.217	1.227	$\Sigma (H) = 22.371$

Die hienach bestimmten Maximal- und Minimalspannungen, sowie die daraus ermittelten Querschnitte finden sich in dem Plane (Bl. 25) eingetragen.

Horizontalschub in Folge von Temperaturdifferenzen von $\pm 300^\circ \text{C.}$ von der Montirungs-Temperatur.

$$H_t = \pm \frac{\Delta l}{\Sigma (r u^2)_0} = \frac{60.000 \times 30 \times 0.000012}{12.49} = \frac{21.6 \text{ mm}}{12.49 \text{ mm}} = 1.73 t.$$

Wurde in der Berechnung mit $2t$ eingestellt.

4. Deformationen: a) Einsenkung des Bogenseitels durch Maximal-Belastung aller Knoten nach Formel (5)

$$\Delta y = \frac{3.167. \Sigma [r S^2]}{2.30} = \frac{1}{12} \cdot 293.8 \text{ mm} = 24.5 \text{ mm},$$

b) Scheitel-Niveau-Schwankungen durch Temperaturdifferenzen nach Formel (6)

3. Eine günstigere Vertheilung des Eisenmaterial-Erfordernisses.

Obige Vortheile ermöglichen die ökonomische Anwendung des Bogenfachwerks bei sonst ungenügender freien Stützhöhe und grossen Spannweiten.

Als Beispiel wurde das Project der Stephaniebrücke über den Wiener Donaucanal gewählt und theoretisch sowohl mit als auch ohne Verankerung als gewöhnlicher Zwei-Charnierbogen durchgeführt. (Bl. 25).

Die wichtigsten Resultate werden nachstehend zusammengefasst.

1. Haupt-Dimensionen: Stützweite 60 m , freie Stützhöhe über Hochwasser 3.5 m , Fachwerkhöhe im Brückenmittel 1.0 m , Fachwerkhöhe am Rollenaufleger 3.7 m , Niveau des ideellen Auflager-Charniers unter Hochwasserhöhe 5.0 m , Anzahl der Bogenträger 9 Stück, Brückenbreite 19.0 m , Fachwerksbreite 2.0 m .

2. Belastungs-Annahme: a) Mobillast pro 1 m^2 $0.4 t$, pro Träger $50 t$, pro Knoten $1.67 t$, b) Eigenlast pro Träger $90 t$, pro Knoten $3 t$, c) Inanspruchnahme von Schmiedeeisen unter Zugrundelegung der Wöhler-Weihrauch'schen Formeln pro 1 cm^2 $0.7 t$.

3. Horizontalschub. Zur vorläufigen Bestimmung von r wurde der Querschnitt der Verankerung mit 200 cm^2 , der Querschnitt der oberen Gurtung mit 150 cm^2 , der Querschnitt der unteren Gurtung mit 200 cm^2 angenommen.

Der Einfluss der Füllungstheile wurde als unwesentlich vernachlässigt.

Auf Grund der Formel (4) wurde erhalten:

$$y_t = 1.8 \Sigma (r s u)_0^1 = 1.8 \times 15 \text{ mm} = 27 \text{ mm},$$

c) die Bewegung der Roll-Lager durch Maximal-Belastung aller Knoten nach Formel (7)

$$H' = -0.4; \Delta l = -2.09 \text{ mm},$$

d) die Bewegung der Roll-Lager durch Temperaturdifferenzen Δt nach Formel (8)

$$\Delta l_t = 1.8 [6.24 - 2.53] = \pm 6.08 \text{ mm}.$$

Von der Längenveränderung des halben Bogens, welche $\pm 11.0 \text{ mm}$ für $\pm 300^\circ \text{C.}$ Temperaturdifferenzen beträgt, werden 4.6 mm durch Scheitelhebung oder Senkung und 6.0 mm durch Bewegung des Rollwagens und nur 0.4 mm durch die in den Gurtungen durch Temperaturdifferenzen entstandenen Spannungen compensirt.

Vergleichende Zusammenstellung der Resultate der Rechnung.

	Bogen - Fachwerk								
	ohne Verankerung			mit Verankerung					
	Ober-	Unter-	Zusammen	Ober-	Unter-	Zusammen	Ober-	Unter-	Zusammen
	Gurtung			Gurtung			Gurtung		
Mittelwerthe (theoretische) in Tonnen						Abnahme in Procenten			
1 Tonne Mobillast pro Knoten.....	26.4	39.7	33.1	26.4	33.4	29.9	0	15	9.5%
1 Tonne Eigenlast pro Knoten	23.8	33.4	28.4	18.5	24.5	21.5	20	27	24.3%
Horizontalschub durch Belastung	pro Knoten, 1 Tonne		54.4	—	—	22.4	—	—	59%
Horizontalschub durch Temperatur- differenzen.....	—	—	20.0	—	—	2.0	—	—	10 : 1
Spannungen durch Temperaturdifferenz.	35.0	50.1	42.5	10.2	11.2	10.7	71	77.6	4 : 1
Inanspruchnahme pro 1 cm ² Tonnen ..	0.77	0.80	0.785	0.76	0.75	0.755	—	—	—
Querschnitt in cm ²	198	274	236	140	175	157	29	36	33%
	Länge m × Querschn. cm ²			Länge m × Querschn. cm ²			Summe		Ersparniss
Materialerforderniss für 1 Bogen	11.908	16.452	28.360	8.404	10.504	Verank. 7.320	26.228		7.5%

Der Vergleich beider Constructionen ergibt den geringen Einfluss der Mobillast, den überwiegenden Einfluss der Eigenlast und des durch Temperaturdifferenzen hervorgerufenen Horizontalschubs auf die Abnahme der Spannungen und Querschnitte in den Gurtungen.

Es wird daher der ökonomische Werth dieses Systems mit der Eigenlast der Brückenconstruction, daher auch mit der Spannweite wachsen.

Die mit $7\frac{1}{2}\%$ berechnete Ersparniss an Eisenmateriale basiert auf der Annahme, dass beide Constructionen dieselbe Eigenlast zu tragen haben. Da jedoch der Gurtungsquerschnitt bei dem verankerten Bogenfachwerk um 33% kleiner ist, so bewirkt dies eine Erleichterung der Eigenlast um 260 kg pro Knoten d. h. von 3 t auf 2.74 t und eine mittlere Spannungs- und Querschnittsabnahme in den Gurtungen von 5.6 t resp. 7.4 cm^2 , wodurch das Mindererforderniss von 7.5% auf 12% sich erhöht.

Uebrigens liegt der Schwerpunkt der Oekonomie dieses Systems im Vergleich zum Bogenfachwerk ohne Verankerung in der Ersparniss an Widerlags-Mauerwerk.

A. Schnirch.

* * *

Nachstehende Bemerkungen mögen die theoretische Beurtheilung des in Vorschlag gebrachten Trägersystems ergänzen.

Da es bekanntlich eine Eigenschaft der statisch unbestimmten Systeme ist, dass die in denselben auftretenden Spannungen mehr oder minder von den Dimensionen der Stabquerschnitte abhängen, so erscheint es vor Allem von Wichtigkeit zu untersuchen, in welchem Maasse eine solche Abhängigkeit bei dem vorgeschlagenen Systeme zu constatiren ist, insbesondere um wie viel die Spannungen durch eine Verschwächung oder Verstärkung der Verankerung verändert werden. Hiemit im Zusammenhange steht dann die weitere Frage,

$$H = \frac{\left\{ 30(1-\beta^2)g - 5(1-\beta^4)f + \left\{ 10(1-\beta^4)g - 4(1-\beta^6)f \right\} \varepsilon + \left\{ 2(1-\beta^6)g - \frac{15}{14}(1-\beta^8)f \right\} \varepsilon^2 \right\} L}{60g^2 - 40g + 12f^2 + \left\{ 40g^2 - 48fg + \frac{120}{7}f^2 \right\} \varepsilon + \left\{ 12g^2 - \frac{120}{7}fg + \frac{20}{3}f^2 \right\} \varepsilon^2 + 60r \frac{J_0}{F_v L}} \cdot P \quad (2)$$

Für eine totale Belastung des Trägers mit q pro Längeneinheit wird der Horizontalschub

$$H_v = \frac{40g - 8f + \left\{ 16g - \frac{48}{7}f \right\} \varepsilon + \left\{ \frac{24}{7}g - \frac{120}{63}f \right\} \varepsilon^2}{N} \cdot q L^2 \quad (3)$$

worin N mit dem Nenner in Gleichung (2) übereinstimmt.

Mit Einführung einer abgekürzten Bezeichnung kann sonach gesetzt werden

$$H = \frac{A}{N} = \frac{A}{B + \frac{C}{F_v}}$$

und folgt hieraus der Einfluss einer Querschnittsveränderung der Verankerung auf die Grösse des Horizontalschubes mit

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta F_v}{F_v} \cdot \frac{C}{F_v N} \quad (4)$$

Der Einfluss einer Längenänderung des Ankers um δl , hervorgerufen durch künstliche Anspannung oder durch Verschiebung des Mauerwerkes, ergibt sich aus

$$\Delta H = - \frac{60 J_0 E}{N} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \cdot \frac{\delta l}{L} \quad (5)$$

Für das oben durchgeführte Beispiel ist auf Grund der schliesslich gewählten Querschnitte $F_v = 0.024\text{ m}^2$, $f = 2.81\text{ m}$, $g = 9.14\text{ m}$, $J_0 = 0.00785\text{ m}^4$ $\varepsilon = 3$, ferner berechnet sich aus (1) $r = 52.37\text{ m}$.

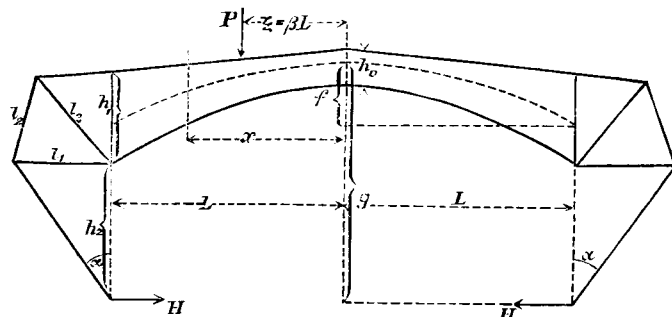
Mit diesen Werthen wird nach (3)

$$H_v = \frac{14368}{16346 + 34.25} \cdot 2qL = 0.877 (2qL)$$

welchen Einfluss eine unbeabsichtigte Längenänderung des Ankers auf das System äussert.

Um hierüber zu einem Aufschlusse zu gelangen, wollen wir für den durch eine Einzellast P hervorgerufenen Horizontalschub H einen Näherungsausdruck aufstellen, indem wir den Satz vom Minimum der Deformationsarbeit in Anwendung bringen und die Deformationsarbeit des Bogens nur aus den Biegemomenten berechnen.

Es bezeichnen nach beistehender Figur:



L die halbe Spannweite,

f die Pfeilhöhe der Schwerlinie des Bogens,

F_v den Querschnitt der Verankerung,

α deren Neigungswinkel zur Verticalen,

J_0 das Trägheitsmoment des Bogenquerschnittes im Scheitel,

E den Elasticitätscoefficient des Materiales.

Wir setzen das Trägheitsmoment im Abstände x vom Scheitel

$$J = J_0 \left[1 + 2\varepsilon \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \varepsilon^2 \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right]; \text{ worin } \varepsilon \text{ annähernd} = \frac{h_1 - h_0}{h_0}$$

einzuführen ist.

Es bedeute ferner zur Abkürzung

$$r = \left(l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 \right) \frac{\cos \alpha}{h_1 \sin^2 \alpha} + \frac{l_1}{\sin \alpha} + \frac{l_1}{\sin^3 \alpha} \quad (1)$$

dann ergibt sich der Horizontalschub für die im Abstände $\xi = \beta L$ vom Scheitel angreifende Einzellast F zu

Es stimmt dieses Resultat, wie hier nebenbei bemerkt sein mag, mit der genauen Berechnungsweise gut überein; wird in beiden Fällen die gleiche Annahme rücksichtlich der Bogenquerschnitte gemacht, so beträgt die Differenz kaum 4% . Es erscheinen sonach die Näherungsregeln (2 und (3) praktisch vollkommen zulässig.

Die Abhängigkeit des Horizontalschubes von der Stärke der Verankerung ermittelt sich nun nach Gleichung 4. Es wird

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{34.25}{16380} \cdot \frac{\Delta F_v}{F_v} = \frac{1}{478} \frac{\Delta F_v}{F_v}$$

d. h. die percentuelle Aenderung des Horizontalschubes beträgt nur

$\frac{1}{478}$ der percentuellen Aenderung des Ankerquerschnittes. Dies ist

ein sehr günstiges Ergebniss, da hienach die vorläufige Annahme des Ankerquerschnittes nahezu ganz ohne Einfluss auf die Grösse des Horizontalschubes ist und demgemäss in dem Systeme eine gewisse Bestimmtheit vorhanden erscheint.

Die Aenderung des Horizontalschubes in Folge einer Längenänderung des Ankers berechnet sich für das vorliegende Beispiel nach Gleichung (5)

$$\Delta H = - \frac{60 \cdot 0.00785 \cdot 20000000 \cdot 1.681}{16380 \cdot 30} \cdot \delta l = - 32.2 \cdot \delta l$$

Vorstehende Gleichung gibt ΔH in kg , wenn δl in mm eingesetzt wird. Wie man sieht, ist auch dieser Einfluss sehr gering; denn nimmt man selbst an, dass durch eine Zusammendrückung oder Verschiebung des Mauerwerkes eine solche Verrückung der Anker-

platten stattfindet, welche einer Verlängerung des Ankers um 100 mm entspricht, so beträgt die Aenderung des Horizontalschubes erst

$$\Delta H = -3.22 \text{ Tonnen.}$$

Die Spannungen der Gurte im Bogenscheitel würden sich in diesem, bei guter Ausführung gewiss nicht leicht eintretenden Falle um + 31.04, bzw. — 27.82 % verändern.

Es erklärt sich dieser geringe Einfluss aus der Verschiebbarkeit der Roll-Auflager.

Man bemerke aber, dass die Gleichungen (4 und (5 für ΔH nur

dann kleine Werthe geben, wenn L gross und f im Verhältniss zu g klein ist (da alsdann auch N gross wird), und wenn ferner der Bogen im Scheitel mit nicht zu steilem Querschnitte construirt ist.

Da unter dieser Voraussetzung, wie Herr Ingenieur Schnirch im vorstehenden Aufsatze entwickelt hat, das von ihm vorgeschlagene System auch noch anderweitige Vortheile gegenüber einem gewöhnlichen Bogen mit Kämpfergelenken besitzt, so muss dasselbe für grössere Spannweiten und flache Bogen als rationell bezeichnet werden.

Melan.

Einige Bemerkungen zu dem Aufsatze Prof. Schlesinger's über die Umgestaltung der gegenwärtig zur wissenschaftlichen Erklärung der Naturerscheinungen dienenden Grundlagen.

Die in vorbezeichneter Abhandlung (Heft III und IV d. Z.) niedergelegten Ansichten stehen in schroffem Gegensatz zu den Ergebnissen des Denkens der scharfsinnigsten Forscher aller Zeiten und Völker. Betrachtet man die lange Kette von Versuchen zur Erklärung der Naturerscheinungen, so tritt durchweg ein allen gemeinsamer Grundzug hervor, dessen stetes Sichgleichbleiben es wahrscheinlich macht, dass er eine nothwendige Folge der Organisation des menschlichen Denkapparates ist, und dessen nähere Betrachtung in das Gebiet der Erkenntnistheorie führen würde. Es möge hier der blosser Hinweis auf dies allen Erklärungsversuchen Gemeinsame genügen. Die durch die Sinnesorgane wahrgenommene einfache Thatsache, die blosser Erscheinung eines Aenderungsvorganges wird von dem wahrnehmenden und denkenden Beobachter stets als im Raume und in der Zeit vor sich gehend nach aussen projiziert; sie wird ausserdem in Theile zerlegt, die durch das Band der Causalität mit einander verknüpft sind, also zu einander in dem Verhältniss von Ursache und Wirkung stehen. Der Begriff der Wirkung führt aber zu einer weiteren Spaltung nach dem Schema: Subject, Prädicat, Object. *) Man kann sich eben eine Wirkung nicht vorstellen ohne ein Wirkendes als Träger des Wirkens, und ein durch die Wirkung Beeinflusstes.

In der Naturwissenschaft erscheint die Wirkung unter dem Namen „Kraft“ und das Wirkende, der Sitz oder der Träger der Kraft, die stets als Wechselwirkung zu denken ist, unter dem Namen „Materie“. Da man sich ein Geschehen nicht anders als im Raume denken kann, so kommt der Materie die Eigenschaft der Raumerfüllung und, was auf dasselbe hinaus läuft, der Undurchdringlichkeit zu. Es ist eben nicht vorstellbar, dass an ein und derselben Stelle des Raumes zugleich ein (materielles oder substantielles) Etwas und auch ein Anderes sei. Dagegen ist die Kraft ihrem Begriffe nach nicht materiell oder substantiell, sondern sie drückt ein Verhältniss zwischen einzelnen Theilen der Materie aus. Ebenso wenig ist der Raum, der Ort der Materie oder ihrer Theile, selbst materiell.

Diesen erkenntniss-theoretischen Thatsachen tritt Herr Professor Schlesinger entgegen, anscheinend ohne sich ihrer Gewalt voll bewusst zu sein, denn er kann sich derselben, wie gezeigt werden soll, doch nicht entziehen. Die Vorwürfe, die er gegen die heutige atomistische Naturerklärung richtet, treffen (soweit sie nicht auf Missverständnisse beruhen) seine eigenen Hypothesen meist in noch höherem Grade, und die von ihm neu eingeführten Begriffe sind theils reine Abstractionen ohne jede Anschaulichkeit, theils mit den alten, die er bekämpft — identisch.

So lässt Prof. Schlesinger z. B. die Physiker meinen, in einer Masse m , welche die Geschwindigkeit v besitzt, stecke eine bewegendende Kraft; oder in der Masse m liege Arbeit; und so lange m seine Geschwindigkeit nicht verändert sei die Kraft oder die Arbeit in m beschäftigungslos. Dagegen sage die moderne Mechanik, Kraft sei nur dort vorhanden,

wo Bewegungsänderung *) entstehe. Es sei dies ein offener Widerspruch, denn $m v$ vermöge mechanische Leistungen zu vollführen, folglich sei in m , trotzdem es sich mit constanter Geschwindigkeit fortbewegt, eine Kraft vorhanden.

Prof. Schlesinger theilt also die von ihm den Physikern zugeschriebene Meinung, — bis auf die Beschäftigungslosigkeit der Kraft, die natürlich ein Unding ist. Nun beruht aber die Auffassung, welche die bewegte Masse gewissermaassen wie ein Gefäss, gefüllt mit einer bestimmten Menge Kraft oder Arbeit, erscheinen lässt, offenbar auf einem Missverständniss. In einer einzelnen bewegten Masse „steckt“ weder eine Kraft, noch eine Arbeit; nur wenn und insofern diese Masse zu ändern in Beziehung, in Wechselwirkung tritt, kann von Kraft oder Arbeit die Rede sein; und insofern die Geschwindigkeitsänderung ein Maassstab für die Wechselwirkung ist, kann sie zugleich als solcher für die Kraft dienen. Denn es ist doch eine unbestreitbare Thatsache, dass jedes Vollführen einer mechanischen Leistung eben mit einer Aenderung von v verknüpft, dass also die Aenderung der Geschwindigkeit, und nicht diese selbst, wie Prof. Schlesinger will, bestimmend ist für die Grösse der Leistung. Der Versuch den Kraftinhalt k einer mit der constanten Geschwindigkeit v bewegten Masse m an dem Producte $m v$ zu messen, muss schon an dem Umstande scheitern, dass alle Geschwindigkeit **) relativ ist. Wir kennen gar keine absolute Geschwindigkeit. Hiernach würde z. B. der Kraftinhalt einer auf der Erde ruhenden Masse für den terrestrischen Beobachter Null sein; dagegen würde sich bei Beachtung der Achsendrehung der Erde ein von Null verschiedener Kraftwerth ergeben, und wieder andere Werthe bei Berücksichtigung der Bewegung der Erde in ihrer Bahn und der fortschreitenden Bewegung des ganzen Sonnensystemes u. s. w.

Es scheint, dass Prof. Schlesinger die Beziehung $k = m v$ aus der Theorie der Momentankräfte übernommen hat, wo derselben jedoch eine ganz andere Bedeutung zukommt, da k die Kraft bezeichnet, welche einer ruhenden Masse m die Geschwindigkeit v augenblicklich zu ertheilen vermag. Hier handelt es sich also um eine Geschwindigkeitsänderung. Doch sehen wir weiter, welche Schlussfolgerungen Prof. Schlesinger aus seiner Annahme zieht. Da eine unthätige Kraft ein Widerspruch in sich ist, so construirt er sich zu seiner Kraft $m v$ einen immerfort wirkenden Widerstand, bestehend in einer Anziehung des Raumes von der Grösse m . Die Ueberwindung dieses Widerstandes durch die Kraft k erhält die Geschwindigkeit v constant.

Die allgemein angenommene Definition der Kraft lässt richtig verstanden, diese Hypothese ganz überflüssig erscheinen; ausserdem aber ist leicht zu zeigen, dass letztere die vorausgesetzte Schwierigkeit gar nicht behebt; denn wenn die Kraft k mit der inneren Raumanziehung m im Gleichgewicht ist, so kann sie Nichts zu der äusseren mechanischen Leistung bei-

*) Richtiger: Geschwindigkeitsänderung.

*) Hierin liegt unzweifelhaft ein gewisser Anthropomorphismus; aber, wie es scheint, ein solcher, der sich mit Nothwendigkeit aus den Gesetzen und den Bedürfnissen des menschlichen Denkens ergibt.

**) Nach Prof. Schlesinger ist der Geschwindigkeitsbegriff abhängig vom Kraftbegriff und Massenbegriff, offenbar eine Erklärung des Einfacheren durch das Zusammengesetzte! Wozu Kraft und Masse, wenn eine rein geometrische Definition möglich ist?

tragen, zu deren Erklärung sie gerade angenommen war und es bleibt nichts übrig, als die Fähigkeit der Kraft zu äusseren Leistungen doch wieder aus der Aenderung der Geschwindigkeit herzuleiten.

Der Verfasser begnügt sich indess noch nicht mit der Annahme einer auch ohne Geschwindigkeitsänderung auftretenden Kraft, sondern stösst die herkömmliche Auffassung des Kraftbegriffes dadurch vollständig um, dass er die Kraft als eine raumerfüllende, substantielle Wesenheit definirt. Er glaubt sich hierzu durch den Umstand genöthigt, dass die Kraft oder Arbeit etwas Uebertragbares, ein Theilbares ist. Deswegen müsse sie materiell sein. Auch sei es nicht zu erklären, wie es eine übertragbare, theilbare, gänzlich materielle Wesenheit anstelle, um sich mit der Materie zu verbinden, um die Geschwindigkeit der Massen abzuändern. Hiergegen lässt sich einwenden, dass die Geschwindigkeit auch etwas Uebertragbares, Theilbares ist, ohne materiell zu sein — oder soll etwa auch eine Geschwindigkeits-, eine Beschleunigungssubstanz angenommen werden? Und von der Kraftsubstanz wird ja auch nur gesagt, dass sie fähig sei, die Materie der Körper vollständig zu durchdringen, und sich einerseits mit der Masse der Körper zu verbinden, andererseits sich im Raume nach Art der Capillarbewegungen fortzuziehen. Wie dies Verbinden, dies Fortziehen zu Stande kommt, das erklärt der Verfasser nicht. Soll dies etwa durch Kräfte, welche zwischen der Materie und Kraftsubstanz wirken, selbst aber „materiellos“ sind, geleistet werden? Das wäre ja der alte Kraftbegriff trotz und neben der Kraftsubstanz?

In der That spielt derselbe an vielen Stellen des Aufsatzes eine so wesentliche Rolle, dass die Kraftsubstanz daneben nur als ganz gewöhnliche Materie, als eine Art Kraftbindemittel erscheint. So wird z. B. von einem Festhalten der Dinge, von innerer und äusserer Raumanziehung, von einer Anziehung zwischen den Theilchen der Materie und der Kraftsubstanz, ja sogar von einer „fortziehenden Stärke“ (Kraft!) der letzteren geredet — alles Ausdrücke, die sich nur auf unmaterielle Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Substanzen beziehen können. Wenn man nun noch bedenkt, dass es ganz unbegreiflich ist, wie es möglich sein soll, dass die Kraftsubstanz die Materie, also eine Substanz die andere durchdringt; dass ferner für das Wie? und Warum? der Uebertragung der Kraftsubstanz von einem Körper auf den anderen jede Erklärung fehlt, so wird man den Schluss nicht ungerechtfertigt finden, dass die Annahme einer Kraftsubstanz die Zahl der hypothetischen Wesenheiten nutzlos vermehrt. Eine ganz besondere Schwierig-

keit erwächst aber der substantiellen Kraft bei Annahme des Kraftmaasses $k = mv$ aus der bereits oben erwähnten Relativität von v . Von einer relativen Substanz kann doch nicht im Ernste die Rede sein; ebensowenig Sinn hat es, zu behaupten, die Menge der Kraftsubstanz in m sei von dem Bewegungszustande des Beobachters abhängig. Es bleibt nichts übrig, als eine Relativität der Wirkung zwischen m und seiner Umgebung anzunehmen, was auf den alten Kraftbegriff zurückführt.

Aehnlich verhält es sich mit der Hypothese vom substantiellen Raum. Man kann sich darunter schwerlich etwas Anderes denken, als den Raum im herkömmlichen Sinne, erfüllt von einer Substanz. Wie diese aber continuirlich, fest und zugleich für Materie und Kraftsubstanz durchdringlich sein soll, davon kann sich wohl Niemand eine klare Vorstellung machen. Es ist dies eine Häufung sich widersprechender Eigenschaften, eine ganz abstracte Fiction, für die es in der Wirklichkeit keine Analogie gibt. Das Beispiel von dem Fliesspapier und dem Tropfen Tinte passt durchaus nicht, da die Tinte selbstverständlich nur deshalb in das Papier eindringen kann, weil es nicht continuirlich ist, sondern Zwischenräume hat und weil die in diesen befindliche Luft nicht fest ist, sondern sich durch die Tinte verdrängen lässt.

Es ist nun einmal nicht zu leugnen, dass die Undurchdringlichkeit der Materie deren begreiflichste Eigenschaft ist, dass es keine anschaulichere Ursache der Bewegung und damit aller Naturvorgänge gibt, als das gegenseitige Verdrängen der Körper. Diese am meisten befriedigende Erklärungsweise gibt Prof. Schlesinger auf und setzt an ihre Stelle Substanzen, die mit der am wenigsten begriffenen Kraft, der Anziehung, begabt sind.

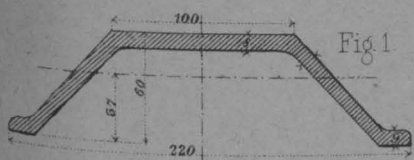
Mit dieser Erörterung des speciell mechanischen Theiles des fraglichen Aufsatzes mich begnügend, überlasse ich die Kritik der physikalischen Fragen einem Berufeneren. Nur die eine Bemerkung möchte ich mir noch erlauben, dass mir die Auffrischung der alten Fluiden in der That deswegen als ein Rückschritt erscheint, weil jedes derartige Fluidum nichts weiter ist, als der geduldige Träger einer mehr oder weniger grossen Zahl von Eigenschaften deren wahre Ursache man nicht kennt. Die Einheitsbestrebungen der menschlichen Vernunft aber drängen dazu, möglichst wenig verschiedene Substanzen anzunehmen und die Mannigfaltigkeit der Naturerscheinungen durch Bewegungen zu erklären.

Berlin, October 1884.

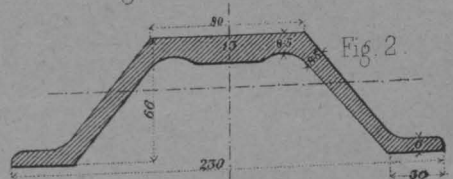
Dr. H. Zimmermann.

Querschwellen - Profile.

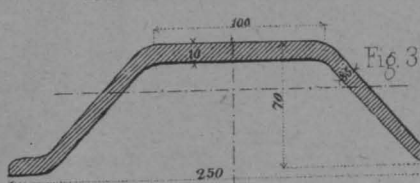
Main-Neckar u Rhein-Bahn.



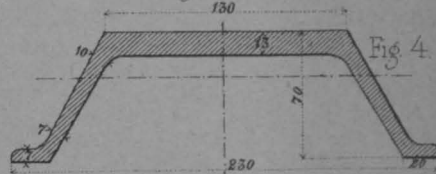
Bergisch-Märk. Bahn. (alt.)



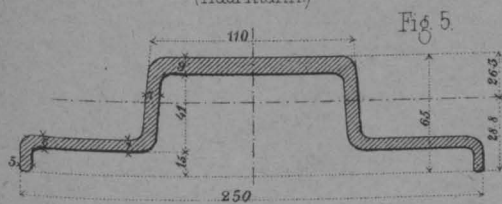
Hannoversche Staatsbahnen.



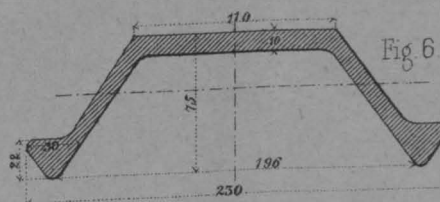
Württembergische Staatsbahnen.



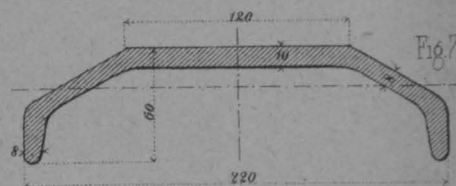
Preussische Staatsbahnen (Haarnarm.)



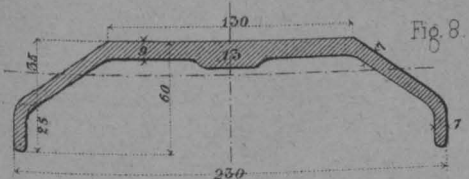
Elsass Lothringische Reichsbahnen.



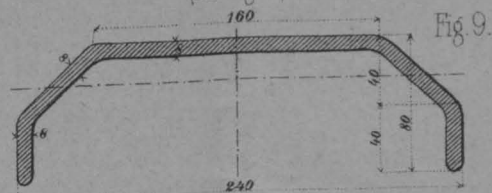
Hessische Ludwigsbahn. (neu)



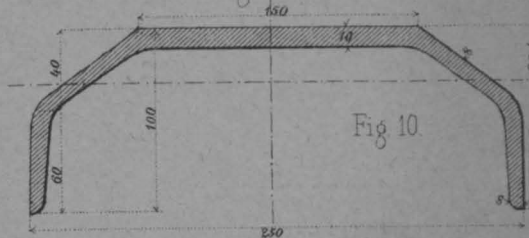
Berg. Märk. Bahn. (neu)



Oesterr. Franz-Josefs Bahn. (Atzinger)

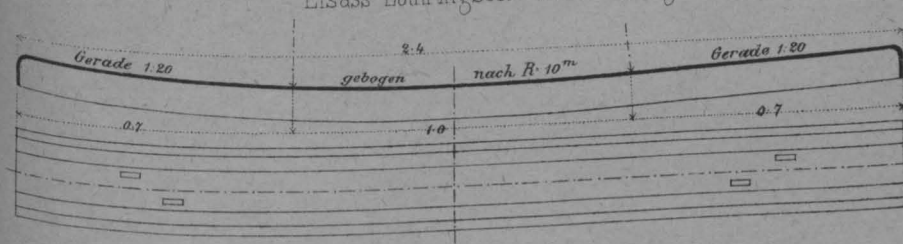


Arlbergbahn. (Heindl)

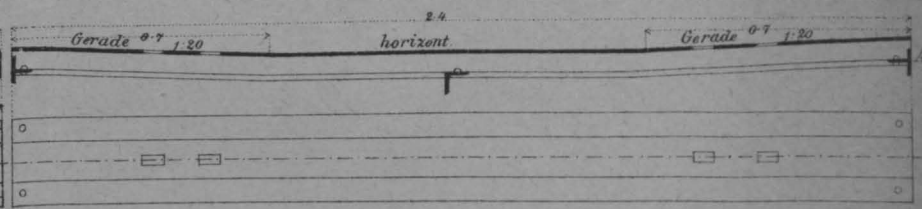


Längenprofile der Schwellen.

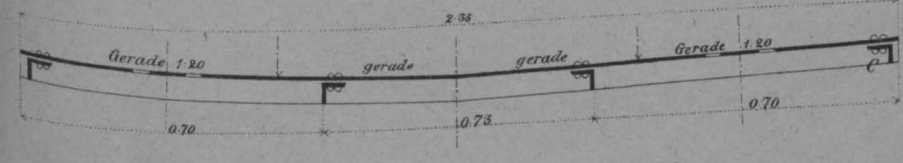
Elsass Lothringische Bahnen. Fig. 11.



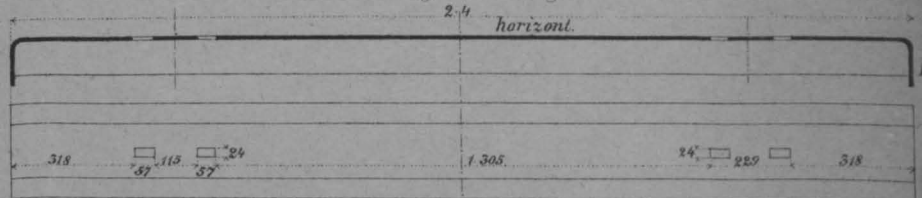
Preussische Staatsbahnen. Fig. 12.



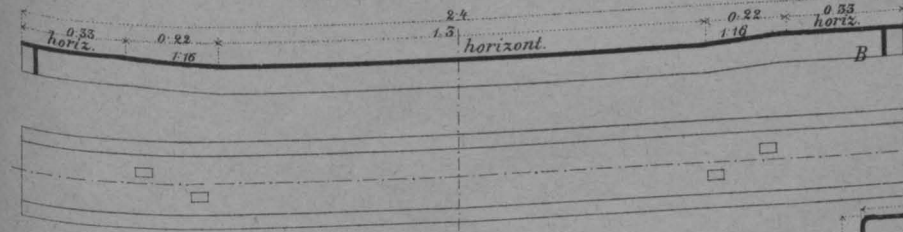
Halberstadt-Blankenburg. Fig. 13.



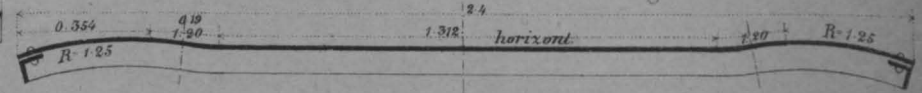
Arlbergbahn. Fig. 14.



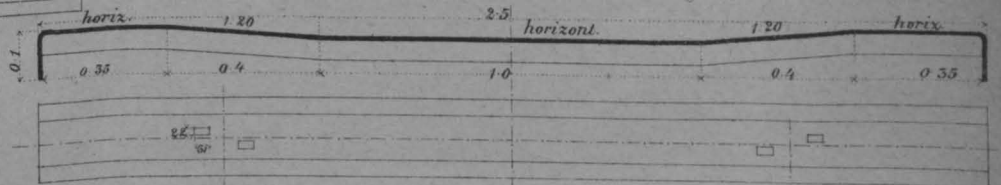
Franz-Josefs-Bahn. Fig. 15.



Altona-Kieler-Eisenbahn. Fig. 16.



Hessische-Ludwigsbahn. Fig. 17.



Abschluss der Schwellen.

Fig. 18
D

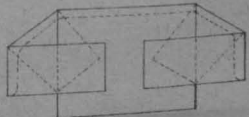


Fig. 19
B

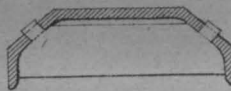


Fig. 20
C

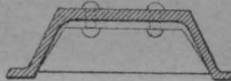
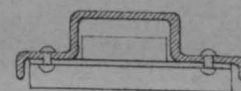
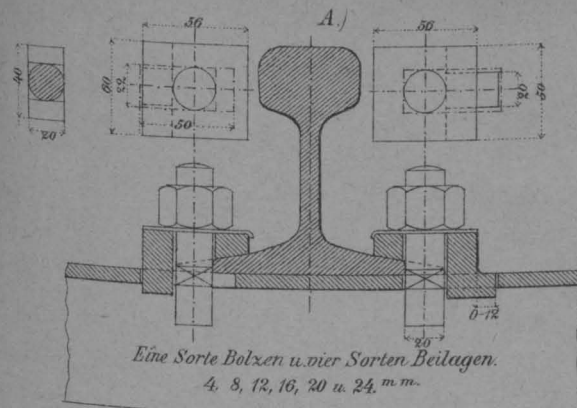


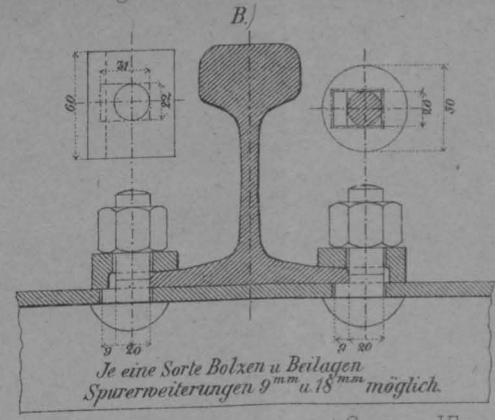
Fig. 21
A



K. Franz Josefs Bahn. Fig 22.



Hessische Ludwigsbahn. Fig 23.
Kgl. Direction Frankfurt.



Syst Roth u Schuler Fig 24.

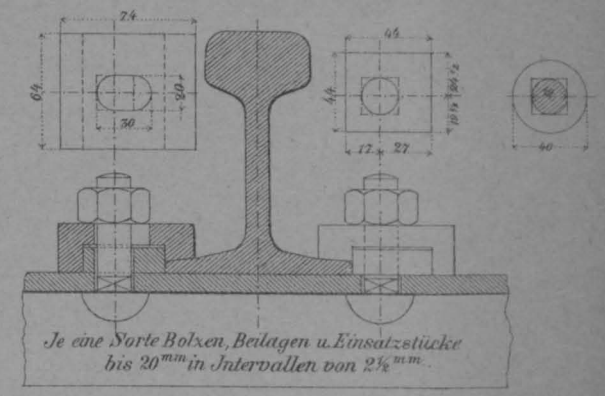
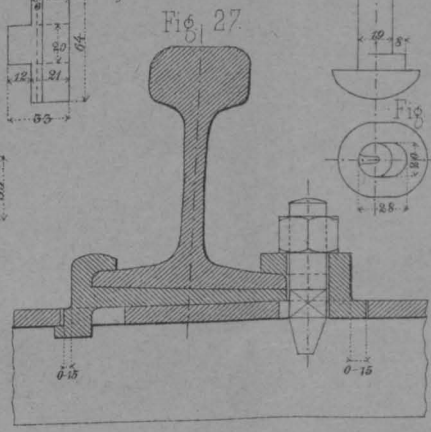
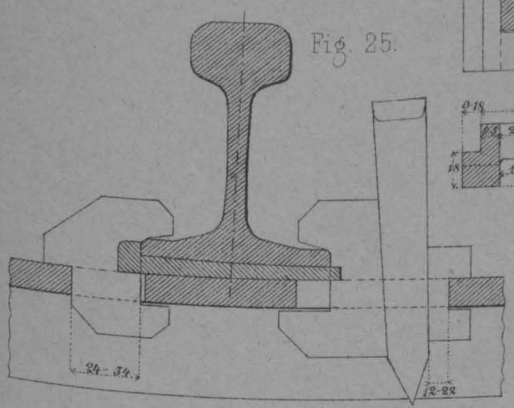
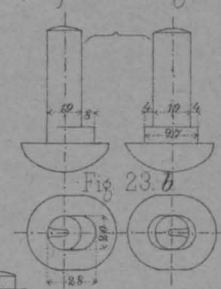


Fig 26.
ad A/ Syst Ruppell (linksrhein B/ Syst Haarmann

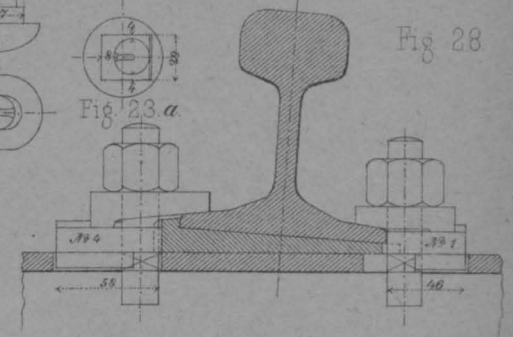
Bergisch Markische Bahn.



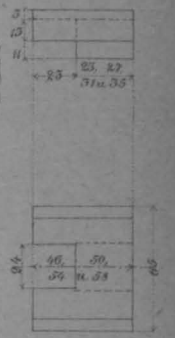
ad B/ System Kluge u Behrend.



System Heindl.



Beilagen 1, 2, 3, 4.



Syst Hlf. Direction Erfurt Fig 30.

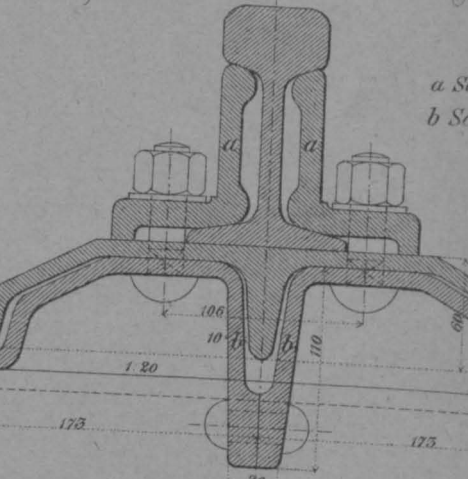
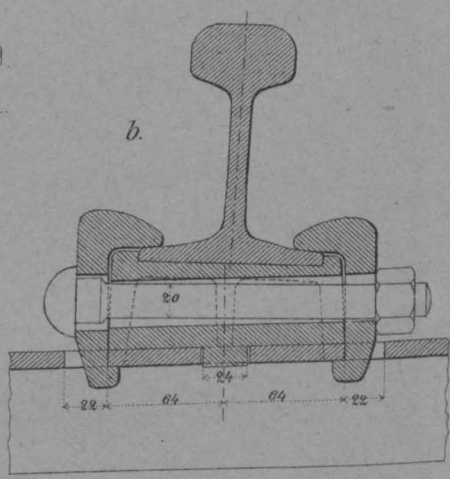
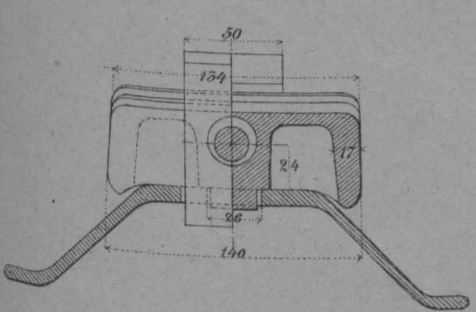


Fig 29.
Syst. Haarmann.

a.

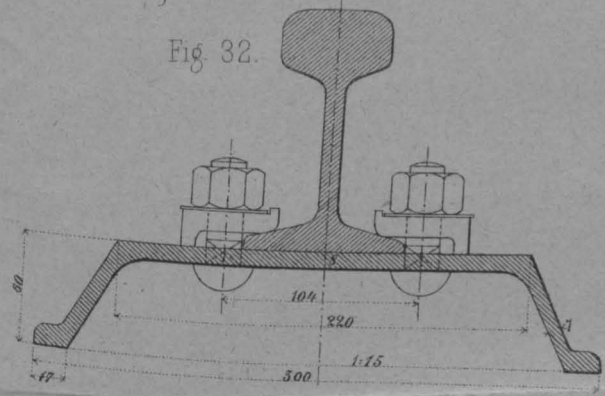
b.



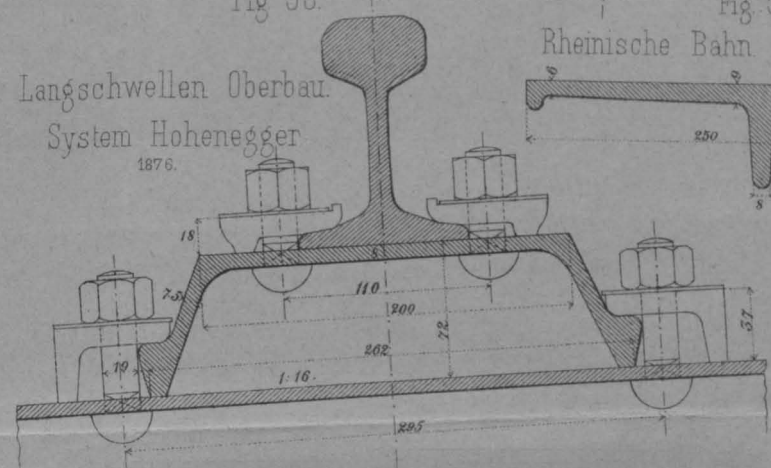
a Schienenlaschen.
b Schwellenlaschen.

System der Rheinischen Bahn.

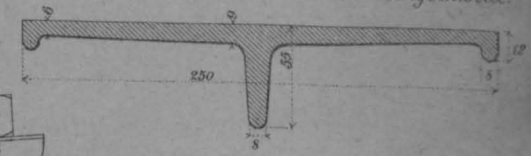
Fig 32.

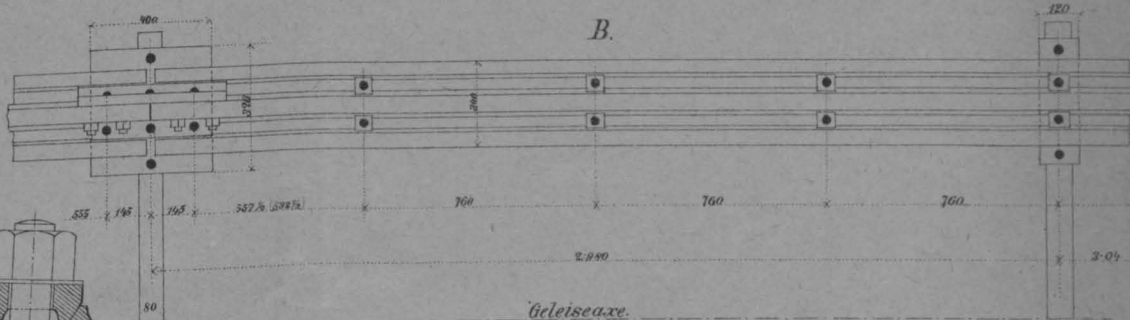
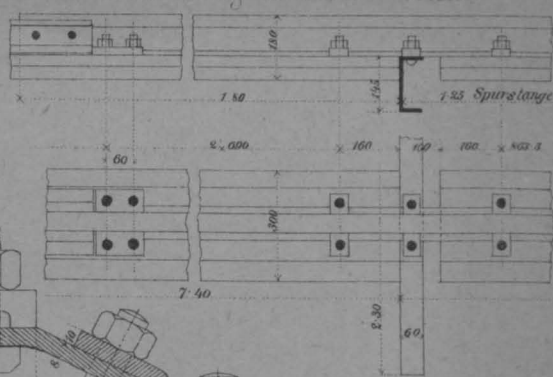


Langschwellen Oberbau.
System Hohenegger
1876.

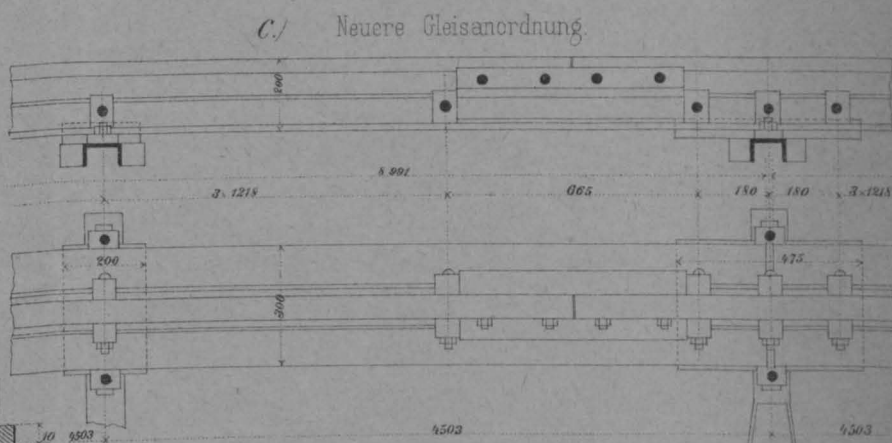
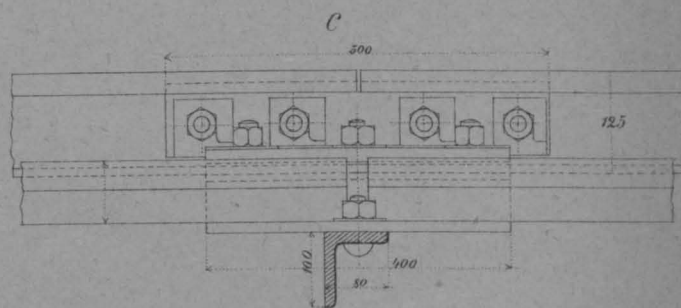


Rheinische Bahn Profil der Langschwelle.

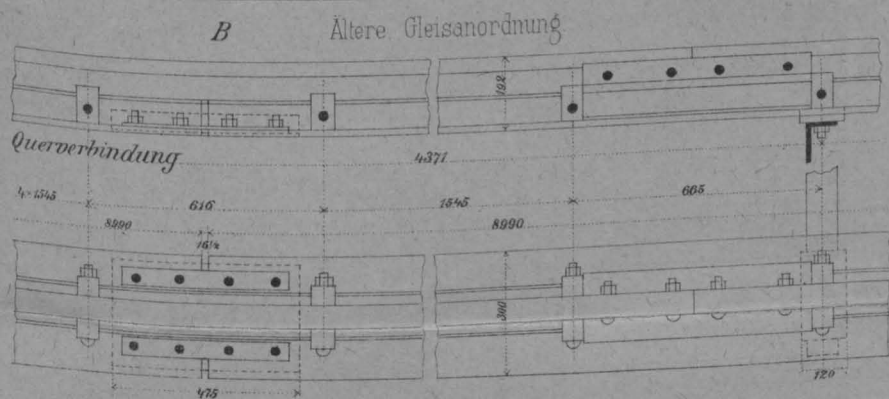




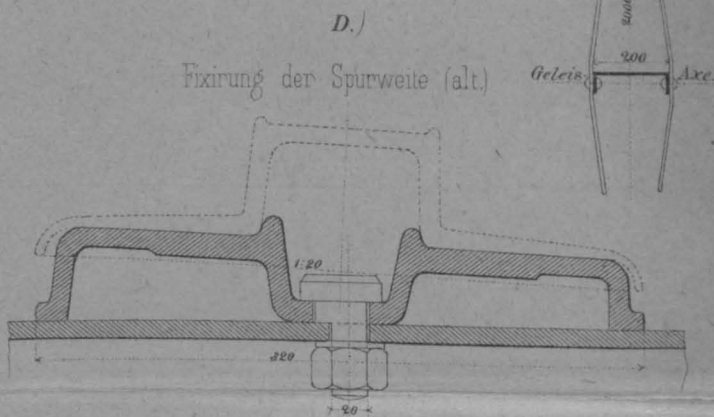
System Hohenegger.



C./ Neuere Gleisanordnung



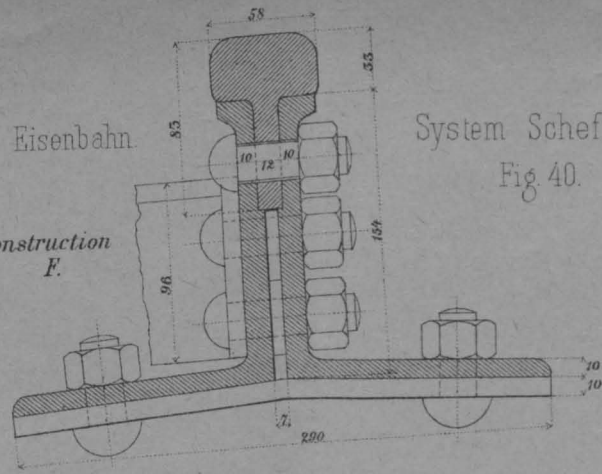
Ältere Gleisanordnung



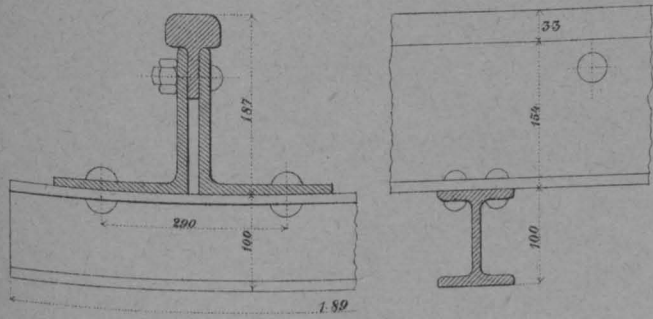
Braunschweigische Eisenbahn.

System Scheffler
Fig 40.

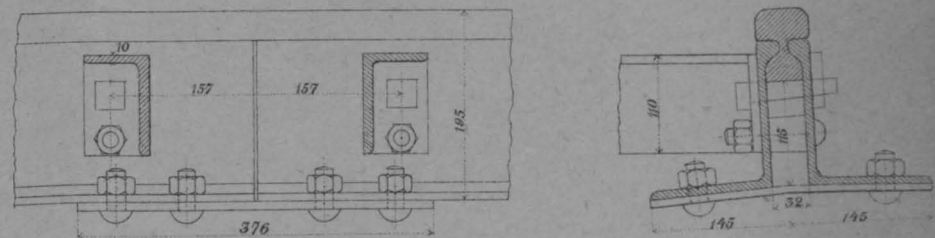
Construction F.



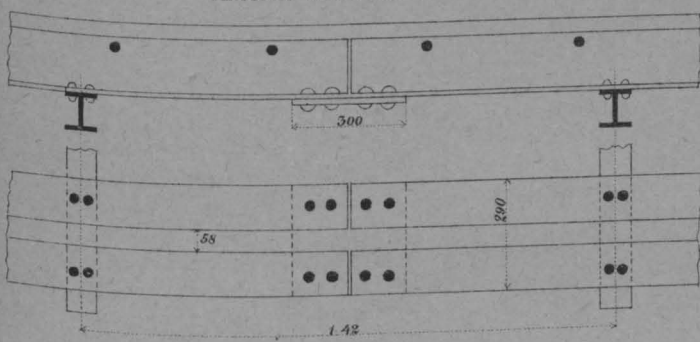
Construction A.



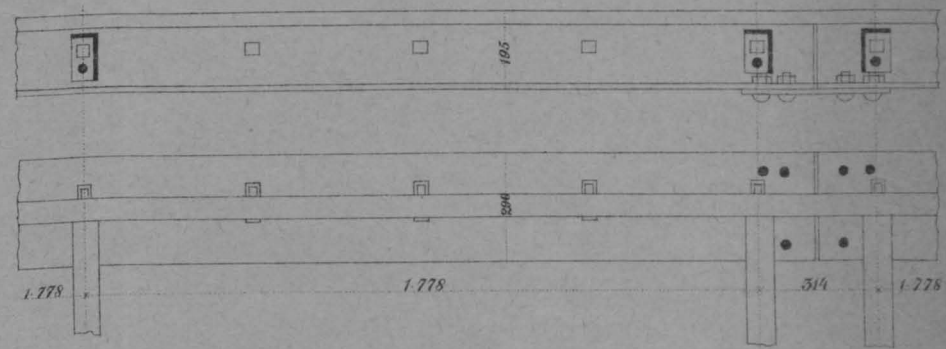
Construction D.



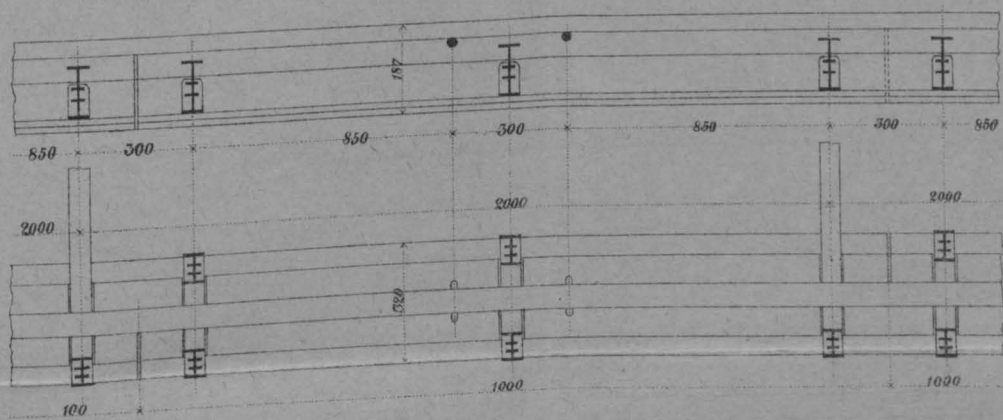
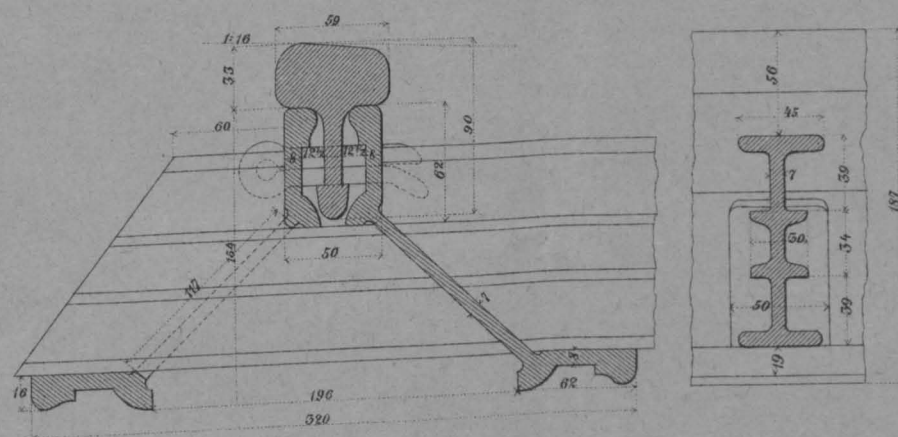
Ansicht und Draufsicht.



Ansicht und Draufsicht.



System de Serres und Bathé Fig 41.



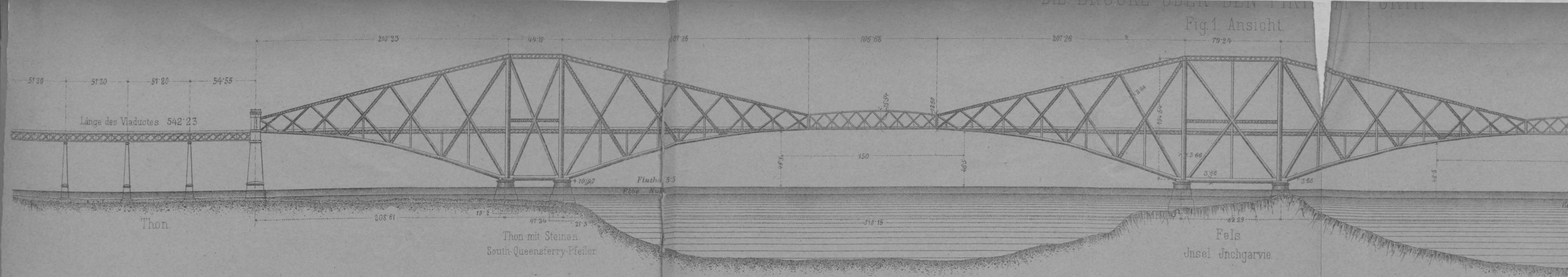
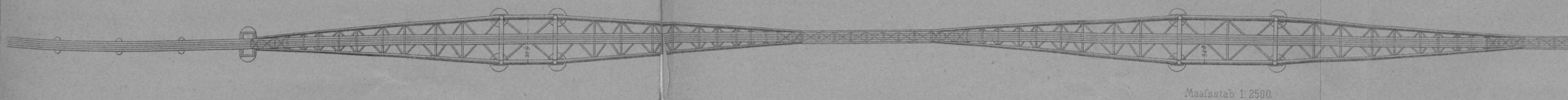


Fig. 2 Grundriss



STAND DER ARBEITEN IM AUGUST 1884.

Fig. 5. Aufriss.

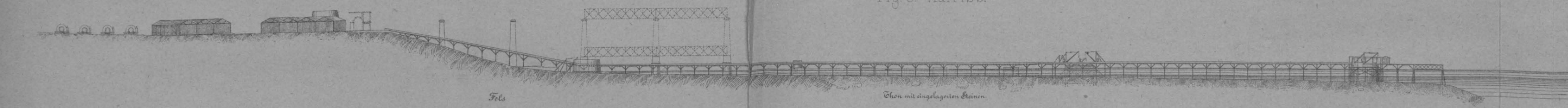


Fig. 6. Grundriss.

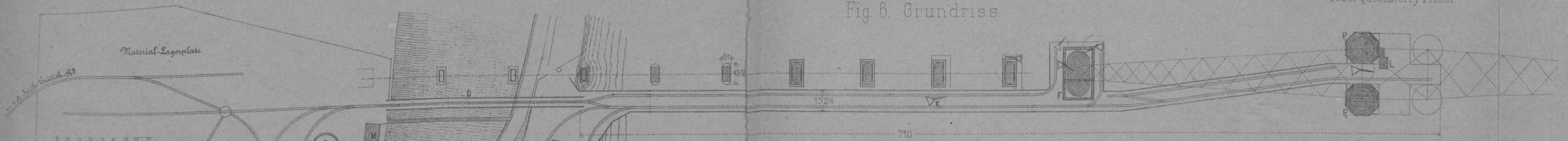


Fig. 8. Querschnitt der Fahrbahn.

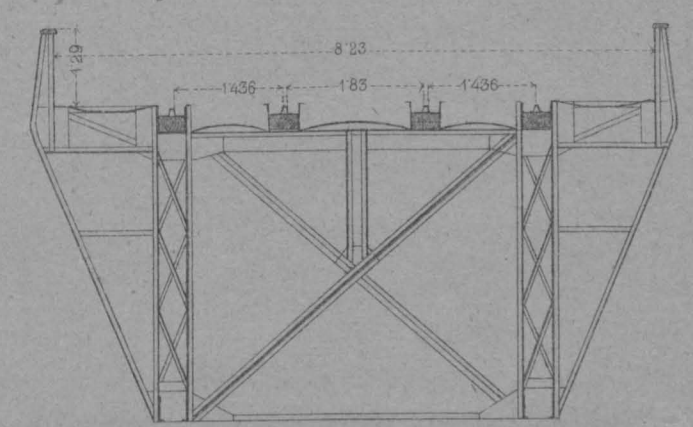
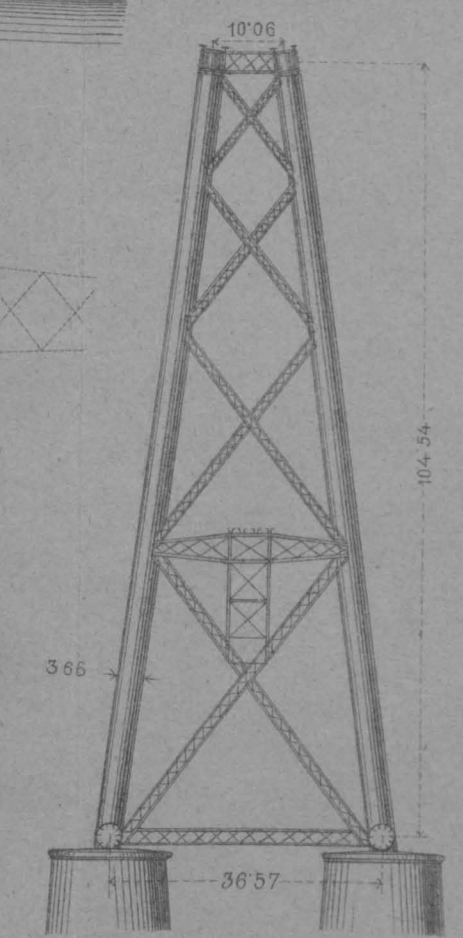
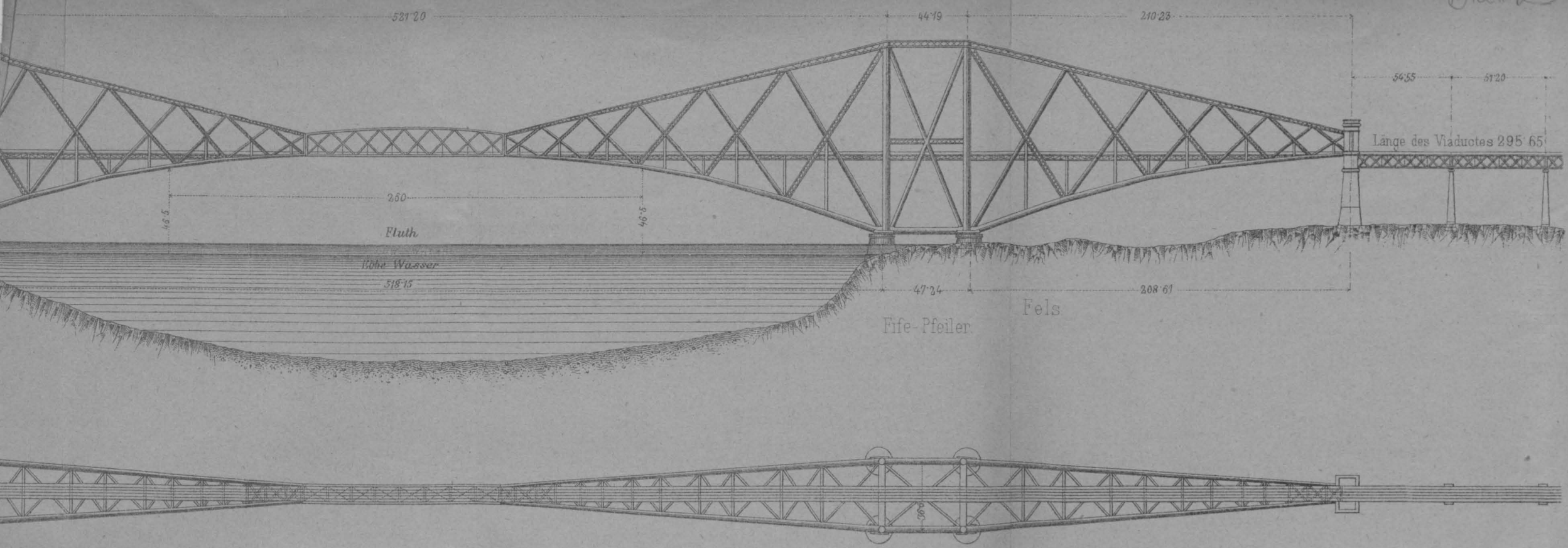


Fig. 3 durch einen Pfeiler



- A Bureau-Gebäude
- D Drahtseilampe
- M Maschinenhaus
- W Werkstätten
- S Schweißofen, h hydraul. Presse
- T Transportable Bohrmaschinen
- C Caisson, für den Stapellauf vorbereitet
- G Caisson-Aufbau, in der Anlage
- Z Zimmerwerkstätte
- K Scherenkrane

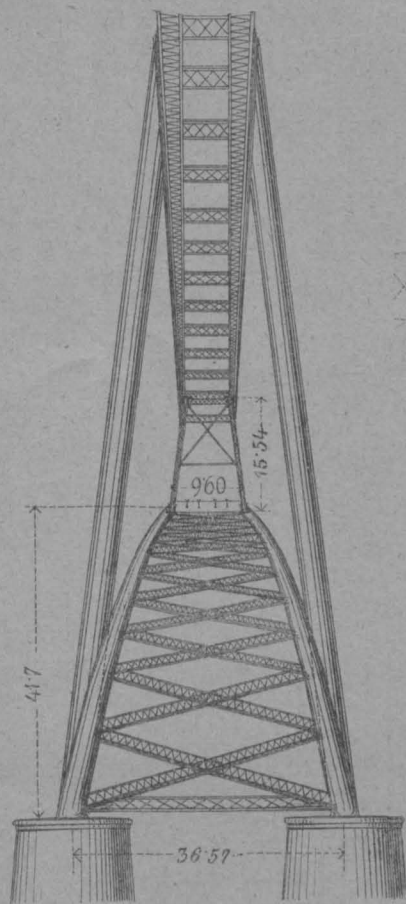
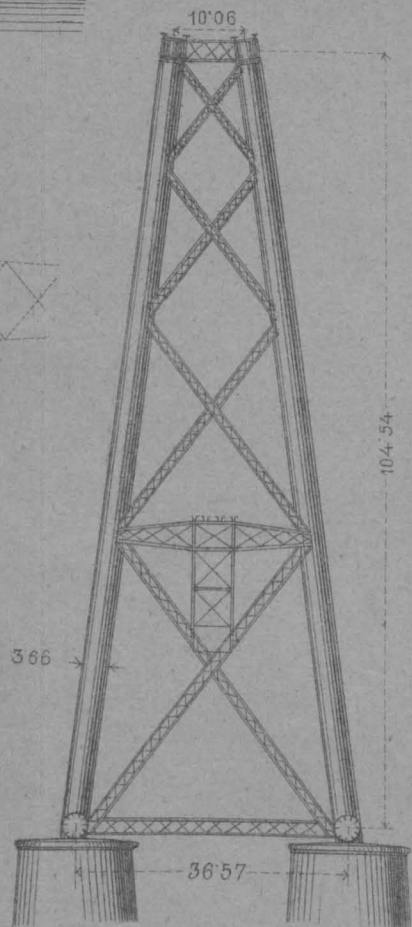
- F Tangdamm 228 m h. 384 mlg.
- P Pfeiler in pneum. Drosselung begossen
- P Pfeiler im Beginn pneum. Versenkung
- L Luftcompression



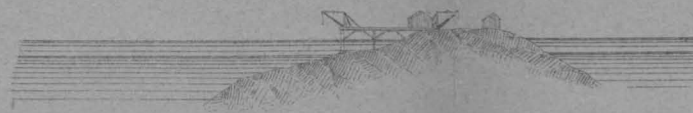
QUERSCHNITTE

Fig. 3.
durch einen Pfeiler

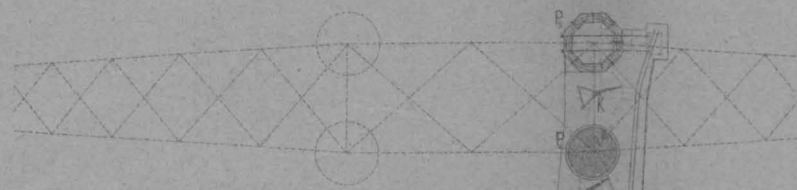
Fig. 4.
durch die Brückenmitte.



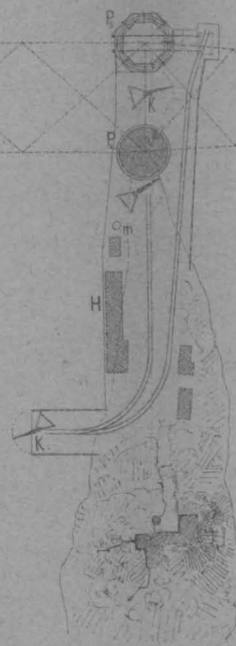
1:1000



Insel Inchgavie

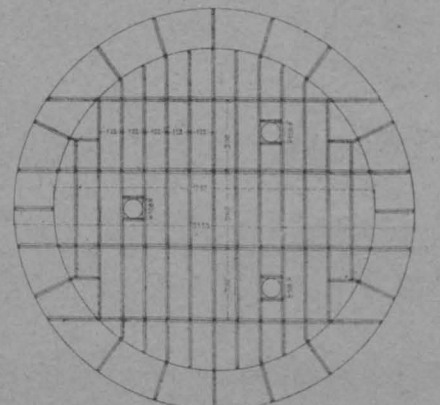
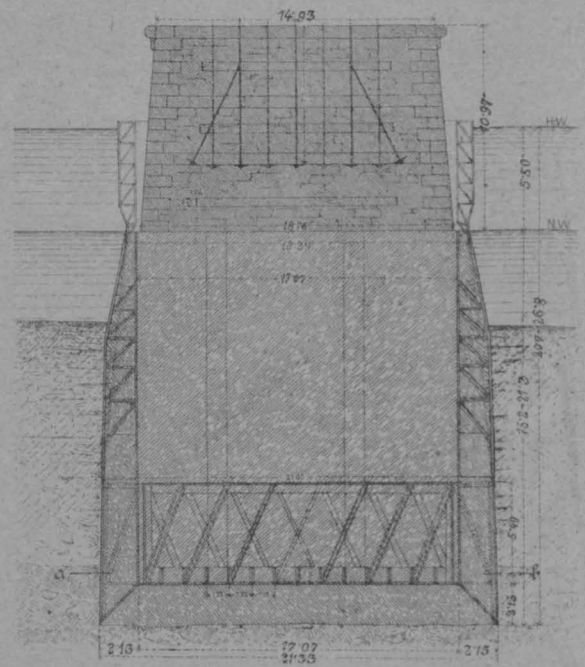


P Pfeiler, bis HW-Höhe vollendet
 P Montierung des eisernen Fangdamms
 H Maschinenhaus u. Magazine
 m Mörtermühle
 K Krahne



1:2500

Fig. 7. Schnitt durch einen
pneumatisch fundirten Pfeiler.



1:400

Fig. 9. Beanspruchung durch das Eigengewicht.

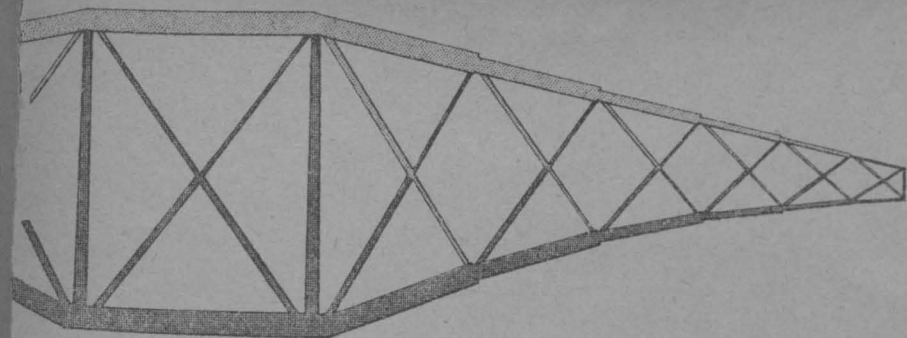
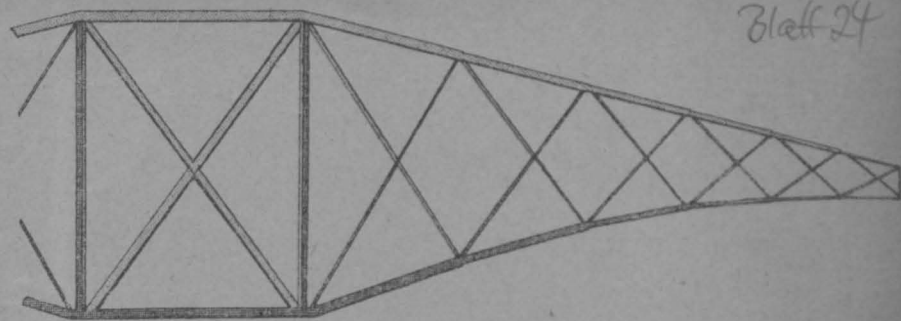


Fig. 10. Beanspruchung blos durch die Verkehrslast.



Blatt 24

DIAGRAMME DER MAXIMALSPANUNGEN
in den mittleren Consolenträgern.

Fig. 11. Totale Maximalspannungen
in dem Träger auf der Windseite.

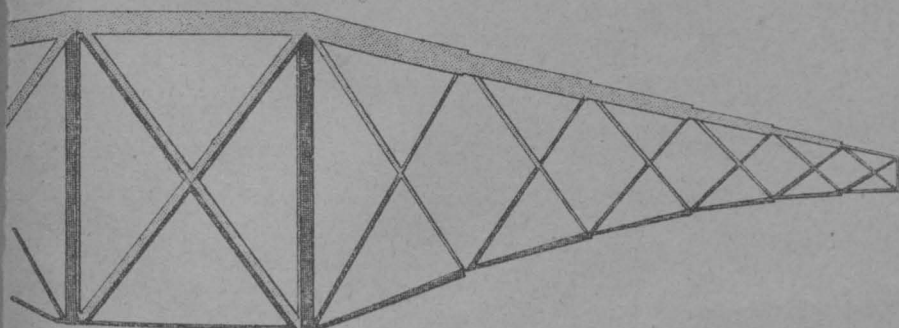
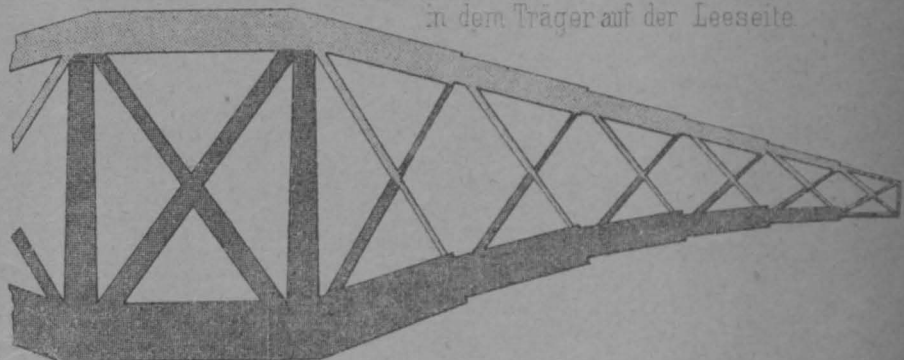
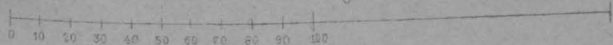


Fig. 12. Totale Maximalspannungen
in dem Träger auf der Leeseite.



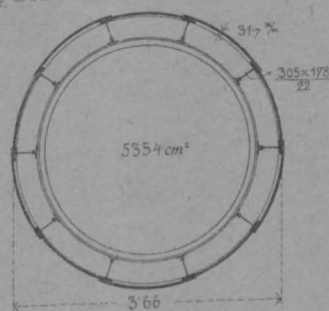
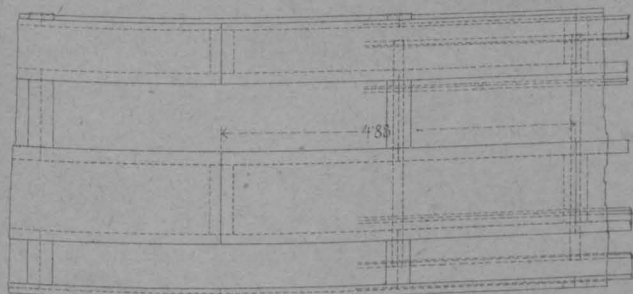
Die dunkel schraffirten Flächen bedeuten DRUCK, die licht schraffirten Flächen bedeuten ZUG

Maafsstab für die Längen 1:2500.



DRUCKGURT

Fig. 13. stärkster Querschnitt.



1:100

Maafsstab für die Spannungen 1 mm 833 Tonn.

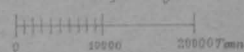


Fig. 14. kleinster Querschnitt

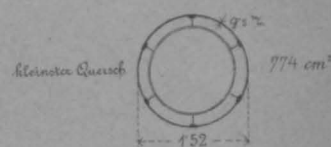
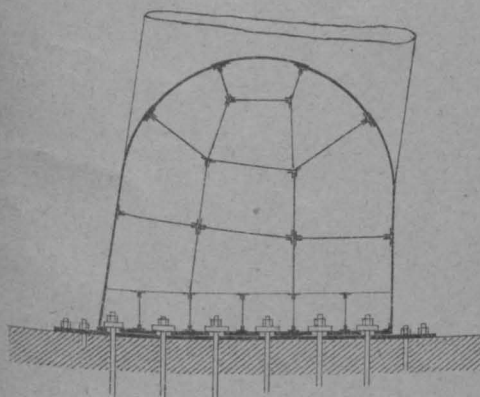


Fig. 17. Auflagerung.



1:100

ZUGGURTE.

Fig. 15. stärkster Querschnitt.

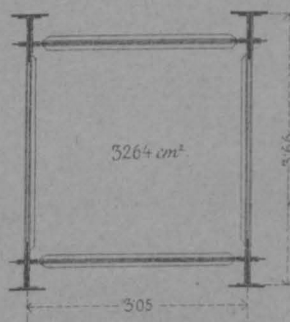


Fig. 16. schwächster Querschnitt

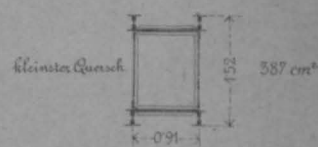
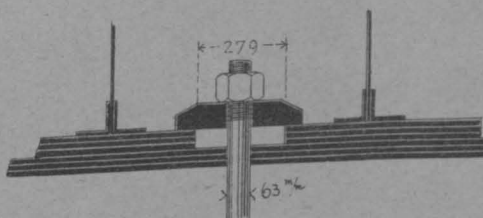


Fig. 18.

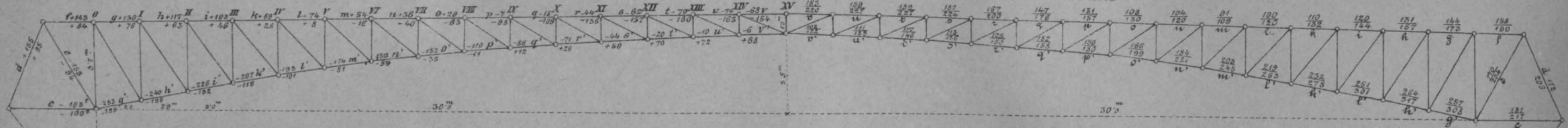


1:20

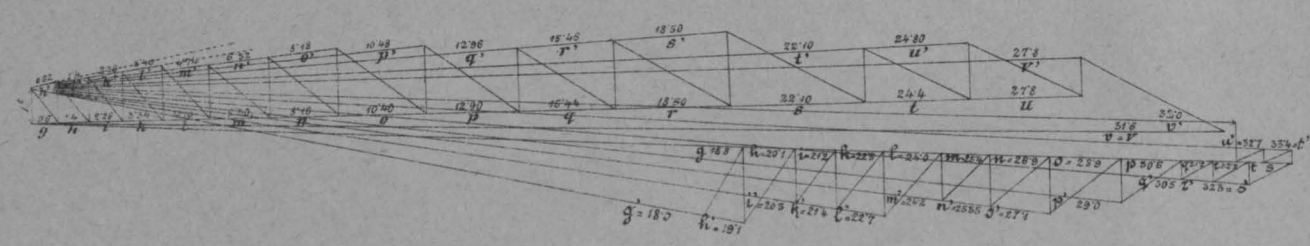
BOGENBRÜCKE MIT VERANKERUNG.

Maximal und Minimal Spannung in Tonnen

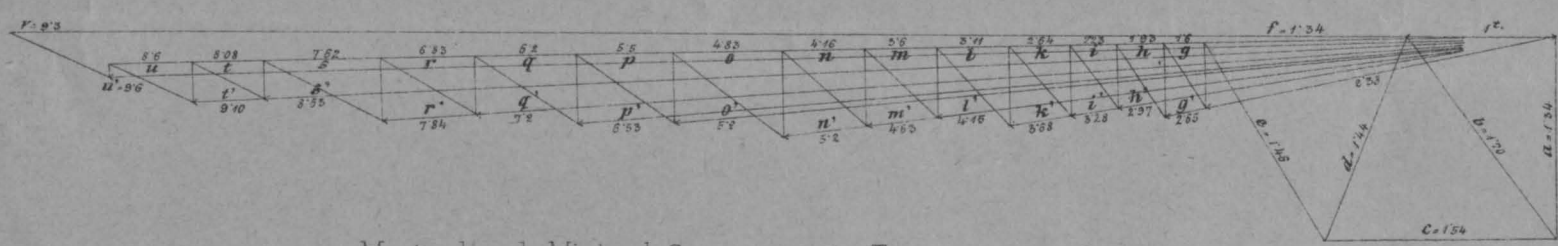
Netto
Brutto Querschnitt in cm²



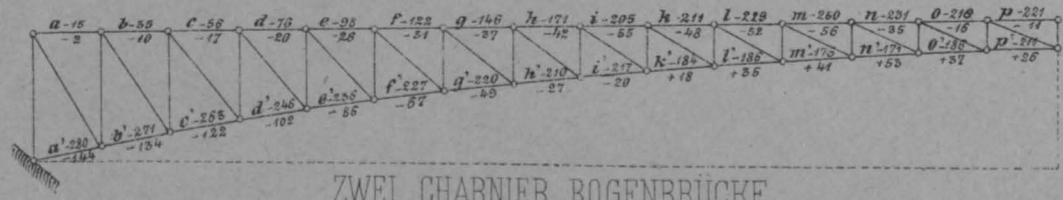
Kräfteplan der verticalen Auflager Reaction - 1^t



Kräfteplan der horizontalen Reaction - 1^t

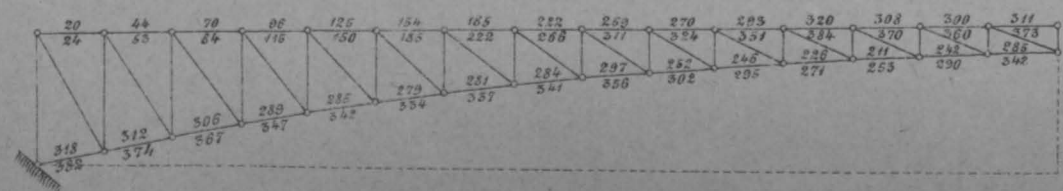


Maximal und Minimal Spannungen in Tonnen



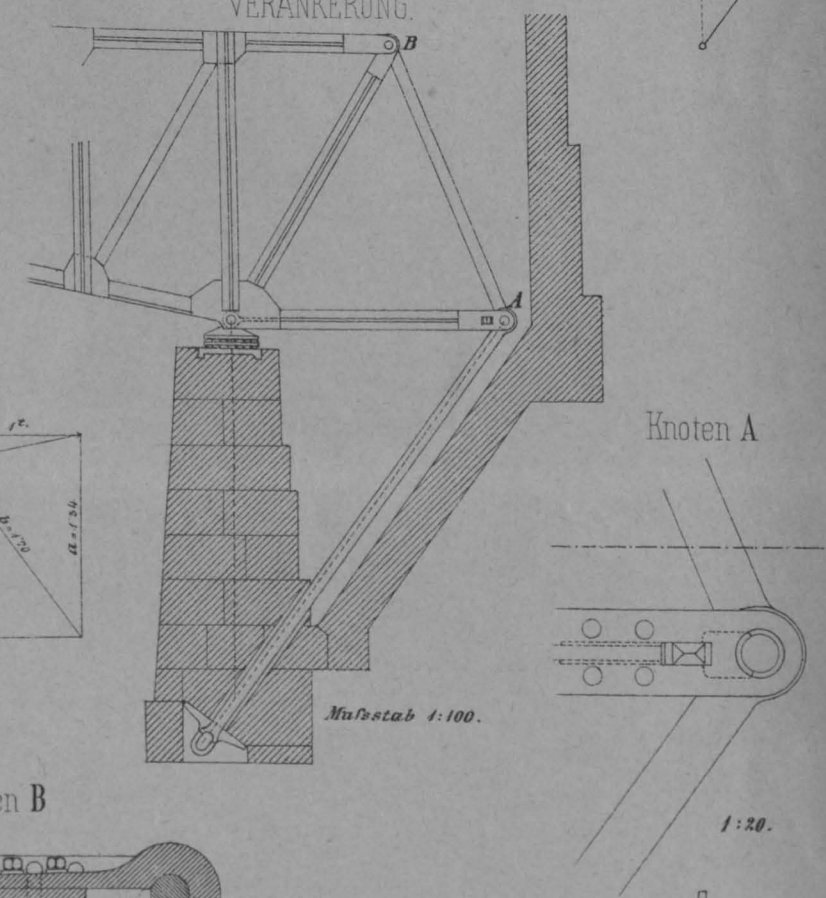
ZWEI CHARNIER BOGENBRÜCKE.

Netto
Brutto Querschnitt in cm²



Knotenbelastung durch Mobillast - 1³
dt
Eigenlast - 3^t
dt

VERANKERUNG.



Maßstab 1:100.

